

An ACI Standard

Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-14) and Commentary (ACI 318RM-14)

Reported by ACI Committee 318

ACI 318M-14

ترجمة :

م. عبد الكريم المحبشي

م. فواز الغنسي

م. هشام الميري

م. علي الميري

م. غلاب البعداني

م. صدام البعداني



American Concrete Institute
Always advancing

الإهداء

نهدي هذا العمل
إلى كل عزيز وغالي على قلوبنا
إلى كل من له حق علينا
إلى كل صديق وقريب لنا
إلى كل من وقفوا بجانبنا وأعانونا
إلى كل من علمونا ودرسونا
إلى كل من لهم بصمة في حياتنا
إلى كل من أخذوا بأيدينا
إلى كل من أناروا طريقنا وألهمونا
إلى كل من يهتمه أمرنا
إلى كل طالب علم يبحث على المعرفة
إلى كل ربوع وطننا الجريح والمظلوم
إلى كل يمني يحب الصلاح والخير والسلام لوطنه

نهدي لهم هذا العمل

TABLE OF CONTENTS

CHAPTER 1 GENERAL

1.1—Scope of ACI 318.....	1
1.2—General.....	1
1.3—Purpose.....	2
1.4—Applicability.....	2
1.5—Interpretation.....	6
1.6—Building official.....	8
1.7—Licensed design professional.....	8
1.8—Construction documents and design records.....	8
1.9—Testing and inspection.....	9
1.10—Approval of special systems of design, construction, or alternative construction materials.....	10

CHAPTER 2 NOTATION AND TERMINOLOGY

2.1—Scope.....	11
2.2—Notation.....	11
2.3—Terminology.....	42

CHAPTER 3 REFERENCED STANDARDS

3.1—Scope.....	70
3.2—Referenced standards.....	70

CHAPTER 4 STRUCTURAL SYSTEM REQUIREMENTS

4.1—Scope.....	78
4.2—Materials.....	78
4.3—Design loads.....	78
4.4—Structural system and load paths.....	79
4.5—Structural analysis.....	84
4.6—Strength.....	84
4.7—Serviceability.....	87
4.8—Durability.....	87
4.9—Sustainability.....	88
4.10—Structural integrity.....	88
4.11—Fire resistance.....	89
4.12—Requirements for specific types of construction..	89
4.13—Construction and inspection.....	93
4.14—Strength evaluation of existing structures.....	93

CHAPTER 5 LOADS

5.1—Scope.....	93
5.2—General.....	94
5.3—Load factors and combinations.....	96

جدول المحتويات

الفصل 1

عام

1.1 - مجال ACI 318	1
1.2 العام	1
1.3 الغرض	2
1.4 التطبيق	2
1.5 التفسير	6
1.6 - مسؤول البناء	8
1.7 - محترف التصميم المرخص	8
1.8 - وثائق البناء وسجلات التصميم	8
1.9 - الاختبار والفحص	9
1.10 - الموافقة على أنظمة التصميم الخاصة أو الإنشاء أو مواد البناء - البديلة	10

الفصل 2

التدوين والمصطلحات

2.1 المجال	11
2.2 الرموز	11
2.3 المصطلحات	42

الفصل 3

معايير مرجعية

3.1 المجال	70
3.2 - معايير مرجعية	70

الفصل 4

متطلبات النظام الإنشائي

4.1 المجال	78
4.2 المواد	78
4.3 - الأحمال التصميمية	78
4.4 - النظام الإنشائي ومسارات التحميل	79
4.5 - التحليل الإنشائي	84
4.6 المقاومة	84
4.7 الخدمة	87
4.8 المتانة	87
4.9 الاستدامة	88
4.10 - السلامة الإنشائية	88
4.11 - مقاومة الحريق	89
4.12 - متطلبات أنواع محددة من البناء	89
4.13 - البناء والإشراف	93
4.14 - تقييم مقاومة المنشآت القائمة	93

الفصل 5

الأحمال

5.1 المجال	93
5.2 العام	94
5.3 - تراكيب ومعاملات الأحمال	96

CHAPTER 6 STRUCTURAL ANALYSIS

6.1—Scope.....	101
6.2—General.....	102
6.3—Modeling assumptions.....	109
6.4—Arrangement of live load.....	111
6.5—Simplified method of analysis for nonprestressed continuous beams and one-way slabs.....	112
6.6—First-order analysis.....	115
6.7—Elastic second-order analysis.....	132
6.8—Inelastic second-order analysis.....	134
6.9—Acceptability of finite element analysis.....	135

CHAPTER 7 ONE-WAY SLABS

7.1—Scope.....	136
7.2—General.....	136
7.3—Design limits.....	137
7.4—Required strength.....	140
7.5—Design strength.....	141
7.6—Reinforcement limits.....	143
7.7—Reinforcement detailing.....	147

CHAPTER 8 TWO-WAY SLABS

8.1—Scope.....	153
8.2—General.....	154
8.3—Design limits.....	157
8.4—Required strength.....	160
8.5—Design strength.....	169
8.6—Reinforcement limits.....	172
8.7—Reinforcement detailing.....	177
8.8—Nonprestressed two-way joist systems.....	191
8.9—Lift-slab construction.....	192
8.10—Direct design method.....	193
8.11—Equivalent frame method.....	203

CHAPTER 9 BEAMS

9.1—Scope.....	208
9.2—General.....	208
9.3—Design limits.....	211
9.4—Required strength.....	213
9.5—Design strength.....	217
9.6—Reinforcement limits.....	221
9.7—Reinforcement detailing.....	230
9.8—Nonprestressed one-way joist systems.....	243
9.9—Deep beams.....	245

الفصل 6 التحليل الإنشائي

6.1 المجال	
6.2 العام	
6.3 - افتراضات النمذجة	
6.4 - الترتيبات للحمل الحي	
6.5 - طريقة التحليل المبسط للكمرات المستمرة الغير مسبقة الأجهاد والبلاطات في اتجاه واحد	
6.6 - تحليل من الدرجة الأولى	
6.7 - التحليل المرن من الدرجة الثانية	
6.8 - التحليل الغير مرن من الدرجة الثانية	
6.9 - مقبولية تحليل العناصر المحدودة	

الفصل 7 البلاطات في اتجاه واحد

7.1 المجال	
7.2 العام	
7.3 - حدود التصميم	
7.4 - المقاومة المطلوبة	
7.5 - المقاومة التصميمية	
7.6 - حدود التسليح	
7.7 - تفاصيل التسليح	

الفصل 8 البلاطات في اتجاهين

8.1 المجال	
8.2 العام	
8.3 - حدود التصميم	
8.4 - المقاومة المطلوبة	
8.5 - المقاومة التصميمية	
8.6 - حدود التسليح	
8.7 - تفاصيل التسليح	
8.8 - أنظمة الاعصاب ذات الاتجاهين الغير مسبقة الأجهاد	
8.9 - بلاطات الرفع الانشائية	
8.10 - طريقة التصميم المباشر	
8.11 - طريقة الإطار المكافئة	

الفصل 9 الكمرات

9.1 المجال	
9.2 العام	
9.3 - حدود التصميم	
9.4 - المقاومة المطلوبة	
9.5 - المقاومة التصميمية	
9.6 - حدود التسليح	
9.7 - تفاصيل التسليح	
9.8 - أنظمة الاعصاب الغير مسبقة الأجهاد في اتجاه واحد	
9.9 - كمرات عميقة	

CHAPTER 10 COLUMNS

10.1—Scope.....	248
10.2—General.....	248
10.3—Design limits.....	249
10.4—Required strength.....	250
10.5—Design strength.....	252
10.6—Reinforcement limits.....	253
10.7—Reinforcement detailing.....	255

CHAPTER 11 WALLS

11.1—Scope.....	263
11.2—General.....	264
11.3—Design limits.....	265
11.4—Required strength.....	265
11.5—Design strength.....	266
11.6—Reinforcement limits.....	272
11.7—Reinforcement detailing.....	273
11.8—Alternative method for out-of-plane slender wall analysis.....	276

CHAPTER 12 DIAPHRAGMS

12.1—Scope.....	280
12.2—General.....	281
12.3—Design limits.....	283
12.4—Required strength.....	283
12.5—Design strength.....	288
12.6—Reinforcement limits.....	299
12.7—Reinforcement detailing.....	300

CHAPTER 13 FOUNDATIONS

13.1—Scope.....	302
13.2—General.....	304
13.3—Shallow foundations.....	309
13.4—Deep foundations.....	312

CHAPTER 14 PLAIN CONCRETE

14.1—Scope.....	314
14.2—General.....	316
14.3—Design limits.....	317
14.4—Required strength.....	320
14.5—Design strength.....	322
14.6—Reinforcement detailing.....	326

CHAPTER 15 BEAM-COLUMN AND SLAB-COLUMN JOINTS

15.1—Scope.....	326
15.2—General.....	327
15.3—Transfer of column axial force through the floor system.....	328
15.4—Detailing of joints.....	329

الفصل 10 الأعمدة

10.1 المجال العام	248
10.2 المجال العام	248
10.3 - حدود التصميم	249
10.4 - المقاومة المطلوبة	250
10.5 - المقاومة التصميمية	252
10.6 - حدود التسليح	253
10.7 - تفاصيل التسليح	255

الفصل 11 الجدران

11.1 المجال العام	263
11.2 المجال العام	264
11.3 - حدود التصميم	265
11.4 - المقاومة المطلوبة	265
11.5 - المقاومة التصميمية	266
11.6 - حدود التسليح	272
11.7 - تفاصيل التسليح	273
11.8 - طريقة بديلة لتحليل الجدار النحيف خارجيا	276

الفصل 12 الاعشبة الانشائية

12.1 المجال العام	280
12.2 المجال العام	281
12.3 - حدود التصميم	283
12.4 - المقاومة المطلوبة	283
12.5 - المقاومة التصميمية	288
12.6 - حدود التسليح	299
12.7 - تفاصيل التسليح	300

الفصل 13 الاساسات

13.1 المجال العام	302
13.2 المجال العام	304
13.3 - الاساسات السطحية	309
13.4 - اساسات عميقة	312

الفصل 14 الخرسانة العادية

14.1 المجال العام	314
14.2 المجال العام	316
14.3 - حدود التصميم	317
14.4 - المقاومة المطلوبة	320
14.5 - المقاومة التصميمية	322
14.6 - تفاصيل التسليح	326

الفصل 15

مفاصل عمود كمر و عمود بلاطة

15.1 المجال العام	326
15.2 المجال العام	327
15.3 - نقل القوة المحورية للعمود عبر نظام الأرضية	328
15.4 - تفصيل المفاصل	329

CHAPTER 16 CONNECTIONS BETWEEN MEMBERS

16.1—Scope.....	330
16.2—Connections of precast members.....	330
16.3—Connections to foundations.....	337
16.4—Horizontal shear transfer in composite concrete flexural members.....	341
16.5—Brackets and corbels.....	345

CHAPTER 17 ANCHORING TO CONCRETE

17.1—Scope.....	352
17.2—General.....	353
17.3—General requirements for strength of anchors.....	365
17.4—Design requirements for tensile loading... ..	374
17.5—Design requirements for shear loading.....	396
17.6—Interaction of tensile and shear forces.....	412
17.7—Required edge distances, spacings, and thicknesses to preclude splitting failure.....	413
17.8—Installation and inspection of anchors.....	416

CHAPTER 18 EARTHQUAKE-RESISTANT STRUCTURES

18.1—Scope.....	419
18.2—General.....	420
18.3—Ordinary moment frames.....	430
18.4—Intermediate moment frames.....	431
18.5—Intermediate precast structural walls.....	438
18.6—Beams of special moment frames.....	438
18.7—Columns of special moment frames.....	446
18.8—Joints of special moment frames.....	455
18.9—Special moment frames constructed using precast concrete.....	462
18.10—Special structural walls.....	464
18.11—Special structural walls constructed using precast concrete.....	484
18.12—Diaphragms and trusses.....	485
18.13—Foundations.....	493
18.14—Members not designated as part of the seismic force resisting system.....	497

CHAPTER 19 CONCRETE: DESIGN AND DURABILITY REQUIREMENTS

19.1—Scope.....	500
19.2—Concrete design properties.....	501
19.3—Concrete durability requirements.....	503
19.4—Grout durability requirements.....	518

الفصل 16

الوصلات بين العناصر

16.1 المجال	
16.2 - الوصلات للعناصر مسبقة الصب	
16.3 - الوصلات للأساسات	
16.4 - نقل القص الأفقي في عناصر الانحناء الخرسانية المركبة	
16.5 - الأقواس والكراسي	

الفصل 17

المسامير في الخرسانة

17.1 المجال	
17.2 العام	
17.3 - المتطلبات العامة لمقاومة المسامير	
17.4 - متطلبات التصميم لتحمل الشد	
17.5 - متطلبات التصميم لتحمل القص	
17.6 - تفاعل قوى الشد والقص	
17.7 - مسافات الحواف المطلوبة والتباعد والسماعات لمنع انهيار التشقق	
17.8 - تركيب وفحص المسامير	

الفصل 18

منشآت مقاومة للزلازل

18.1 المجال	
18.2 العام	
18.3 - إطارات العزوم العادية	
18.4 - إطارات عزوم متوسطة	
18.5 - جدران القص المتوسطة مسبقة الصب	
18.6 - كمرات لأطارات عزم خاص	
18.7 - أعمدة إطارات العزوم الخاصة	
18.8 - مفاصل إطارات عزم خاص	
18.9 - أطارات عزم خاص تم إنشاؤها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب	
18.10 - جدران القص الخاصة	
18.11 - بناء جدران خرسانية باستخدام الخرسانة مسبقة الصب	
18.12 - الاغشية الانشائية والجمالونات	
18.13، الاساسات	
18.14 - العناصر الغير مصممة كجزء من نظام مقاومة القوى الزلزالية	

الفصل 19

الخرسانة: متطلبات التصميم والمتانة

19.1 المجال	
19.2 - خصائص التصميم الخرسانية	
19.3 - متطلبات متانة الخرسانة	
19.4 - متطلبات قوة التحمل	

CHAPTER 20

STEEL REINFORCEMENT PROPERTIES, DURABILITY, AND EMBEDMENTS

20.1—Scope.....	518
20.2—Nonprestressed bars and wires.....	519
20.3—Prestressing strands, wires, and bars.....	527
20.4—Structural steel, pipe, and tubing for composite columns.....	533
20.5—Headed shear stud reinforcement.....	534
20.6—Provisions for durability of steel reinforcement.....	535
20.7—Embedments.....	543

CHAPTER 21

STRENGTH REDUCTION FACTORS

21.1—Scope.....	544
21.2—Strength reduction factors for structural concrete members and connections.....	544

CHAPTER 22

SECTIONAL STRENGTH

22.1—Scope.....	551
22.2—Design assumptions for moment and axial strength.....	552
22.3—Flexural strength.....	556
22.4—Axial strength or combined flexural and axial strength.....	557
22.5—One-way shear strength.....	559
22.6—Two-way shear strength.....	573
22.7—Torsional strength.....	587
22.8—Bearing.....	599
22.9—Shear friction.....	602

CHAPTER 23

STRUT-AND-TIE MODELS

23.1—Scope.....	608
23.2—General.....	610
23.3—Design strength.....	616
23.4—Strength of struts.....	617
23.5—Reinforcement crossing bottle-shaped struts.....	619
23.6—Strut reinforcement detailing.....	620
23.7—Strength of ties.....	622
23.8—Tie reinforcement detailing.....	622
23.9—Strength of nodal zones.....	624

CHAPTER 24

SERVICEABILITY REQUIREMENTS

24.1—Scope.....	526
24.2—Deflections due to service-level gravity loads.....	526
24.3—Distribution of flexural reinforcement in one-way slabs and beams.....	632
24.4—Shrinkage and temperature reinforcement.....	635
24.5—Permissible stresses in prestressed concrete flexural members.....	638

الفصل 20

خصائص ومتانة وغرس حديد التسليح

20.1 المجال	
20.2 - اسياخ وأسلاك غير مسبقة الاجهاد	
20.3 - كابلات وأسلاك و اسياخ مسبقة الاجهاد	
20.4 -الحديد الانشائي والمواسير والانابيب للأعمدة المركبة	
20.5 - تسليح القص بمسامير ذات راس	
20.6 - أحكام لمتانة حديد التسليح	
20.7-الغرز	

الفصل 21

معاملات تخفيض المقاومة

21.1 المجال	
21.2 - معاملات تخفيض المقاومة للعناصر الخرسانية الانشائية والوصلات	

الفصل 22

مقاومة المقطع

22.1 المجال	
22.2 - افتراضات التصميم للعزم والقوة المحورية	
22.3 - مقاومة الانحناء	
22.4 - مقاومة القوى المحورية او العزم المشترك والقوة المحورية	
22.5 - مقاومة القص ذات اتجاه واحد	
22.6 - مقاومة القص ذات اتجاهين	
22.7 - مقاومة الالتواء	
22.8 التحميل	
22.9 - احتكاك القص	

الفصل 23

نماذج الدعامات والروابط

23.1 المجال	
23.2 العام	
23.3 - المقاومة التصميمية	
23.4 - قوة الدعامات	
23.5 - تسليح مقطع الدعامات على شكل زجاجة	
23.6 - تفاصيل تسليح الدعامات	
23.7 - مقاومة الربطة	
23.8 - تفاصيل التسليح للربطة	
23.9 - مقاومة المناطق العقدية	

الفصل 24

متطلبات الخدمة

24.1 المجال	
24.2 انحرافات بسبب الأحمال الجاذبية على مستوى الخدمة	
24.3 - توزيع التسليح للانحناء في بلاطة و كمره جانبية ذات الاتجاه الواحد	
24.4 - تسليح الانكماش ودرجة الحرارة	
24.5 - الضغوط المسموح بها في الإجهاد المسبق لأعضاء الانحناء للخرسانة	

CHAPTER 25 REINFORCEMENT DETAILS

25.1—Scope.....	644
25.2—Minimum spacing of reinforcement.....	645
25.3—Standard hooks, seismic hooks, crossties, and minimum inside bend diameters.....	647
25.4—Development of reinforcement.....	650
25.5—Splices.....	673
25.6—Bundled reinforcement.....	681
25.7—Transverse reinforcement.....	683
25.8—Post-tensioning anchorages and couplers.....	694
25.9—Anchorage zones for post-tensioned tendons.....	695

CHAPTER 26 CONSTRUCTION DOCUMENTS AND INSPECTION

26.1—Scope.....	708
26.2—Design criteria.....	711
26.3—Member information.....	711
26.4—Concrete materials and mixture requirements....	712
26.5—Concrete production and construction.....	723
26.6—Reinforcement materials and construction requirements.....	733
26.7—Anchoring to concrete.....	740
26.8—Embedments.....	741
26.9—Additional requirements for precast concrete....	742
26.10—Additional requirements for prestressed concrete.....	744
26.11—Formwork.....	747
26.12—Concrete evaluation and acceptance.....	750
26.13—Inspection.....	757

CHAPTER 27 STRENGTH EVALUATION OF EXISTING STRUCTURES

27.1—Scope.....	763
27.2—General.....	763
27.3—Analytical strength evaluation.....	765
27.4—Strength evaluation by load test.....	767
27.5—Reduced load rating.....	772

COMMENTARY REFERENCES

APPENDIX A

STEEL REINFORCEMENT INFORMATION

APPENDIX B

EQUIVALENCE BETWEEN SI-METRIC, MKS-METRIC, AND U.S. CUSTOMARY UNITS OF NONHOMOGENOUS EQUATIONS IN THE CODE INDEX

الفصل 25

تفاصيل التسليح

25.1 المجال	644
25.2 - المسافة الدنيا للتسليح	645
25.3 - الخطافات المعيارية ، والخطافات الزلزالية ، والتقاطعات ، وأقل الأقطار داخل الانحناء	647
25.4 - تثبيت التسليح	650
25.5 التوصيلات	673
25.6 - حزمة التسليح	681
25.7 - التسليح العرضي	683
25.8 - مثبتات ومزدوجات لاحقة الشد	694
25.9 - مناطق التثبيت لكابلات لاحقة الشد	695

الفصل 26

وثائق التشييد والتفتيش

26.1 المجال	708
26.2 معايير التصميم	711
26.3 - معلومات العضو	711
26.4 - المواد الخرسانية ومتطلبات الخلط	712
26.5 - إنتاج الخرسانة والبناء	723
26.6 - مواد التسليح ومتطلبات البناء	733
26.7 - تثبيت للخرسانة	740
26.8 - الغرز	741
26.9 - متطلبات إضافية للخرسانة مسبقة الصب	742
26.10 - متطلبات إضافية للخرسانة مسبقة الإجهاد	744
26.11 - قوالب صب الخرسانة	747
26.12 - تقييم وقبول الخرسانة	750
26.13 - التفتيش	757

الفصل 27

تقييم قوة الهياكل الموجودة

27.1 المجال	763
27.2 العام	763
27.3 - تقييم القوة التحليلية	765
27.4 - تقييم القوة عن طريق اختبار الحمولة	767
27.5 - انخفاض معدل التحميل	772

مراجع توضيحية

الملحق أ

معلومات تسليح الحديد

ملحق ب

المعادلات المكافئة بالوحدات المختلفة بين المترى والانش

المقدمة

(وقل اعملوا فسير الله عملكم ورسوله والمؤمنون) الحمد لله الذي وفقنا واعاننا على انتهاء هذا العمل ونرجو ان يكون كفكرة وطريقة ومنهج لكل مهندس وغير مهندس درس في الدول الاجنبية ان عليّة زكاة علما ان يترجم كتاب واحد فقط ويهديه لكل من في نفس مجال تخصصه من العرب من ناحية اساسية يكون صدقة جارية ومن ناحية اخرى يعتبر خطوه للأمام او وضع لبنة في البناء الكبير نحو التقدممن مراجعة التاريخ فان كل الامم التي كانت في اخر الركب وتريد ان تبدأ في النهوض تعتمد الترجمة كخطوة في المسار الصحيح , وقد تم اختيار هذا الكتاب بالذات لما فيه من اهمية كبيرة و لأنه يعتبر المرجع الاول لكل كود في الدول العربية في الخرسانة .

CODE

الكود

CHAPTER 1—GENERAL

1.1—Scope of ACI 318

1.1.1 This chapter addresses (a) through (h):

- (a) General requirements of this Code
- (b) Purpose of this Code
- (c) Applicability of this Code
- (d) Interpretation of this Code
- (e) Definition and role of the building official and the licensed design professional
- (f) Construction documents
- (g) Testing and inspection
- (h) Approval of special systems of design, construction, or alternative construction materials

الفصل الأول - عام

1.1 - مجال ACI 318

1.1.1 يتناول هذا الفصل (أ) حتى (ح):

- (أ) المتطلبات العامة لهذه الكود
- (ب) الغرض من هذا الكود
- (ج) قابلية تطبيق هذا الكود
- (د) تفسير هذه الكود
- (هـ) تعريف دور مسؤول البناء ومحتترف التصميم المرخص.
- (و) وثائق البناء
- (ز) الاختبار والإشراف
- (ح) الموافقة على النظم الخاصة بالتصميم أو بناء أو مواد البناء البديلة

1.2—General

1.2.1 ACI 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete," is hereafter referred to as "this Code."

2.1 عام

1.2.1 يشار إلى ACI 318 ، "متطلبات كود البناء للمنشآت الخرسانية" ، باسم "هذا الكود".

1.2.2 In this Code, the general building code refers to the building code adopted in a jurisdiction. When adopted, this Code forms part of the general building code.

2.2.1 في هذا الكود، يشير كود البناء الموحد إلى كود البناء المعتمدة في ولاية قضائية. عند اعتمده، هذا الكود يشكل جزءاً من كود البناء الموحد.

1.2.3 The official version of this Code is the English language version, using inch-pound units, published by the American Concrete Institute.

3.2.1 النسخة الرسمية لهذه الكود هي نسخة اللغة الإنجليزية، باستخدام وحدات م - N ، نشرتها المعهد الأمريكي للخرسانة

COMMENTARY

التعليق

R1—GENERAL

R1.1—Scope of ACI 318

R1.1.1 This Code includes provisions for the design of concrete used for structural purposes, including plain concrete; concrete containing nonprestressed reinforcement, prestressed reinforcement, or both; composite columns with structural steel shapes, pipes, or tubing; and anchoring to concrete. This Code is substantially reorganized from the previous version, ACI 318-11. This chapter includes a number of provisions that explain where this Code applies and how it is to be interpreted.

R1 عام

R1.1 - مجال ACI 318

1-1-1 يتضمن هذا الكود أحكاماً لتصميم الخرسانة المستخدمة في الأغراض الإنشائية، بما في ذلك الخرسانة العادية؛ الخرسانة المحتوية على تسليح غير مسبق الإجهاد أو تسليح مسبق الإجهاد أو كليهما؛ أعمدة مركبة بأشكال فولاذية أو أنابيب أو أنابيب هيكلية؛ والمركزة للخرسانة. تم إعادة تنظيم هذه الكود بشكل كبير من الإصدار السابق، ACI 318-11. يتضمن هذا الفصل عدداً من الشروط التي توضح مكان تطبيق هذه الكود وكيفية تفسيرها.

R1.2—General

2.1 عام

R1.2.2 The American Concrete Institute recommends that this Code be adopted in its entirety.

يوصي المعهد الأمريكي للخرسانة باتخاذ هذا الكود بكامله R1.2.2

R1.2.3 Committee 318 develops the Code in English, using inch-pound units. Based on that version, Committee 318 approved three other versions:

- (a) In English using SI units (ACI 318M)
 - (b) In Spanish using SI units (ACI 318S)
 - (c) In Spanish using inch-pound units (ACI 318SUS).
- Jurisdictions may adopt ACI 318, ACI 318M, ACI 318S, or ACI 318SUS.

R1.2.3 تقوم اللجنة 318 بتطوير الكود باللغة الإنجليزية ، باستخدام وحدات الم - lb. وبناءً على هذا الإصدار، وافقت اللجنة 318 على ثلاثة إصدارات أخرى:

- (أ) باللغة الإنجليزية باستخدام وحدات النظام الدولي (ACI 318M)
- (ب) بالإسبانية باستخدام وحدات النظام الدولي (ACI 318S)
- (ج) باللغة الإسبانية باستخدام وحدات الباوند (ACI 318SUS).

قد تعتمد السلطات القضائية ACI 318 أو ACI 318M أو ACI 318S أو ACI 318SUS.

CODE

الكود

1.2.4 In case of conflict between the official version of this Code and other versions of this Code, the official version governs.

4.2.1 في حالة وجود تعارض بين النسخة الرسمية لهذا الكود وإصدارات أخرى من هذا الكود، فالنسخة الرسمية هي المتحكمة.

1.2.5 This Code provides minimum requirements for the materials, design, construction, and strength evaluation of structural concrete members and systems in any structure designed and constructed under the requirements of the general building code.

5.2.1 هذا الكود يوفر الحد الأدنى من المتطلبات للمواد والتصميم والبناء وتقييم مقاومة العناصر وأنظمة المنشآت الخرسانية في أي منشأ صممت وشيدت تحت متطلبات كود البناء الموحد.

1.2.6 Modifications to this Code that are adopted by a particular jurisdiction are part of the laws of that jurisdiction, but are not a part of this Code.

6.2.1 تعديلات على هذه الكود التي تم تبنيها بواسطة ولاية محددة هي جزء من قوانين تلك الولاية القضائية، ولكنها ليست جزءاً من هذه الكود.

1.2.7 If no general building code is adopted, this Code provides minimum requirements for the materials, design, construction, and strength evaluation of members and systems in any structure within the scope of this Code.

1.2.7 إذا لم يتم اعتماد كود البناء الموحد، هذا الكود يوفر الحد الأدنى من المتطلبات للمواد والتصميم والبناء، وتقييم مقاومة أعضاء وأنظمة المنشآت الخرسانية في أي منشأ في نطاق هذا الكود.

1.3—Purpose

1.3.1 The purpose of this Code is to provide for public health and safety by establishing minimum requirements for strength, stability, serviceability, durability, and integrity of concrete structures.

COMMENTARY

التعليق

R1.2.5 This Code provides minimum requirements and exceeding these minimum requirements is not a violation of the Code. The licensed design professional may specify project requirements that exceed the minimum requirements of this Code.

R1.2.5 ينص هذا الكود على الحد الأدنى من المتطلبات وتجاوز هذا الحد الأدنى من المتطلبات لا يعد انتهاكاً للقانون. قد يحدد محترف التصميم المرخص متطلبات المشروع التي تتجاوز الحد الأدنى من متطلبات هذا الكود.

R1.3—Purpose

R1.3.1 This Code provides a means of establishing minimum requirements for the design and construction of structural concrete, as well as for acceptance of design and construction of concrete structures by the building officials or their designated representatives. This Code does not provide a comprehensive statement of all duties of all parties to a contract or all requirements of a contract for a project constructed under this Code.

CODE**الكود****1.3.1 الغرض**

1.3.1 الغرض من هذا الكود هو توفير الصحة العامة والأمان بواسطة تأسيس الحد الأدنى من المتطلبات في المقاومة والاستقرار والمتانة وسلامة المنشآت الخرسانية.

1.3.2 This Code does not address all design considerations.

1.3.2 لا يتناول هذه الكود جميع اعتبارات التصميم.

1.3.3 Construction means and methods are not addressed in this Code.

1.3.3 طرق ووسائل البناء لم يتم تناولها في هذا الكود.

1.4—Applicability

1.4.1 This Code shall apply to concrete structures designed and constructed under the requirements of the general building code

1.4 التطبيق

1.4.1 ينطبق هذا الكود على المنشآت الخرسانية المصممة والمشيدة تحت متطلبات كود البناء الموحد.

1.4.2 Applicable provisions of this Code shall be permitted to be used for structures not governed by the general building code.

1.4.2 يسمح تطبيق الشروط القابلة للتطبيق من هذا الكود لاستخدامها في المنشآت التي لا يحكمها كود البناء الموحد.

1.4.3 The design of thin shells and folded plate concrete structures shall be in accordance with ACI 318.2, "Building Code Requirements for Concrete Thin Shells."

COMMENTARY**التعليق****R1.3 الغرض**

1-1-3 يوفر هذا الكود وسيلة لتحديد الحد الأدنى من المتطلبات للتصميم وابتناء للمنشآت الخرسانية، وكذلك لقبول تصميم وبناء المنشآت الخرسانية من قبل مسؤول البناء أو ممثليهم المعيّنين. لا يوفر هذه الكود بياناً شاملاً بجميع واجبات جميع الأطراف في العقد أو جميع متطلبات عقد مشروع تم إنشاؤه بموجب هذا الكود.

R1.3.2 The minimum requirements in this Code do not replace sound professional judgment or the licensed design professional's knowledge of the specific factors surrounding a project, its design, the project site, and other specific or unusual circumstances to the project.

R1.3.2 لا يستبدل الحد الأدنى من المتطلبات في هذا الكود محل الحكم المهني السليم أو معرفة محترف التصميم المرخص بعوامل المواصفات المحيطة بالمشروع وتصميمه وموقع المشروع وغير ذلك من الشروط المحددة أو الظروف غير العادية للمشروع.

R1.4—Applicability

R1.4.2 Structures such as arches, bins and silos, blastresistant structures, chimneys, underground utility structures, gravity walls, and shielding walls involve design and construction requirements that are not specifically addressed by this Code. Many Code provisions, however, such as concrete quality and design principles, are applicable for these structures. Recommendations for design and construction of some of these structures are given in the following:

- "Code Requirements for Reinforced Concrete Chimneys and Commentary" (ACI 307-08)
- "Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials" (ACI 313-97)
- "Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures and Commentary" (ACI 349)
- "Code for Concrete Containments" (ACI 359)

CODE

الكود

1.4.3 لتصميم الأسقف الرقيقة والخرسانة المسطحة المطوية يجب أن تكون المنشآت وفقاً لمعيار ACI 318.2 ، " متطلبات كود البناء للأسقف الرقيقة الخرسانية.

1.4.4 This Code shall apply to the design of slabs cast on stay-in-place, noncomposite steel decks.

1.4.4 ينطبق هذا الكود على تصميم البلاطات المصبوبة في الموقع، والبلاطات المعدنية الغير مركبة.

1.4.5 For one- and two-family dwellings, multiple singlefamily dwellings, townhouses, and accessory structures to these types of dwellings, the design and construction of cast-in-place footings, foundation walls, and slabs-on-ground in accordance with ACI 332 shall be permitted.

1.4.5 يسمح تطبيق هذا الكود بالنسبة للمنشآت المكونة من عائلة واحدة أو عائلتين، توجد منشآت متعددة الأسرة الواحدة، ومنازل سكنية، ومنشآت ملحقة لهذه الأنواع من المنشآت، وتصميم وبناء القواعد المصبوبة في الموقع، وجدران الأساسات، والبلاطات الأرضية وفقاً ل ACI 332.

1.4.6 This Code does not apply to the design and installation of concrete piles, drilled piers, and caissons embedded in ground, except as provided in (a) or (b):

- (a) For portions in air or water, or in soil incapable of providing adequate lateral restraint to prevent buckling throughout their length
- (b) For structures assigned to Seismic Design Categories D, E, and F

COMMENTARY

التعليق

R1.4 التطبيق

1-14 تشمل المنشآت مثل الأقواس والصناديق والصوامع والهياكل المقاومة للتآكل والمداخن ومنشآت المرافق الأرضية والجدران الكتلية والجدران الساندة يشمل متطلبات التصميم والبناء التي لا تتناولها هذه الكود بشكل محدد. ومع ذلك، فإن العديد من أحكام الكود، مثل جودة الخرسانة ومبادئ التصميم، تنطبق على هذه المنشآت. وترد توصيات لتصميم وبناء بعض هذه المنشآت فيما يلي:

- "متطلبات الكود للمداخن الإسمنتية المسلحة والتعليق" (ACI 307-08)
- "الممارسة القياسية لتصميم وبناء صوامع الخرسانة وأنابيب المداخن لتخزين المواد الحبيبية" (ACI 313-97)
- "متطلبات الكود الخاصة بالمنشآت الخرسانية والتعليق المرتبط بالسلامة النووية" (ACI 349)
- "كود للمحتويات الخرسانية" (ACI 359)

R1.4.4 In its most basic application, the noncomposite steel deck serves as a form, and the concrete slab is designed to resist all loads, while in other applications the concrete slab may be designed to resist only the superimposed loads. The design of a steel deck in a load-resisting application is given in "Standard for Non-Composite Steel Floor Deck" (SDI NC). The SDI standard refers to this Code for the design and construction of the structural concrete slab.

R1.4.4 في أكثر تطبيقاته الأساسية، تعمل البلاطة المعدنية الغير مركبة كشكل، ويتم تصميم البلاطات الخرسانية لمقاومة كل الأحمال، بينما في التطبيقات الأخرى يمكن تصميم البلاطة الخرسانية لمقاومة الأحمال المتراكبة فقط. يتم إعطاء تصميم البلاطة المعدنية في تطبيق مقاوم للحمل في "معيار البلاطة المعدنية غير المركبة" (SDI NC). يشير معيار SDI إلى هذا الكود لتصميم وبناء بلاطة المنشآت الخرسانية.

R1.4.5 ACI 332 addresses only the design and construction of cast-in place footings, foundation walls supported on continuous footings, and slabs-on-ground for limited residential construction applications. Multiple single-family dwellings include structures such as townhomes.

فقط تصميم وبناء الأساسات المصبوبة في R1.4.5 ACI 332 يتناول الموقع، وجدران الأساسات المدعومة على الأساسات المستمرة، والبلاطات الأرضية لتطبيقات البناء السكنية المحدودة. وتشمل العديد من المساكن المكونة من منشآت أسرة واحدة مثل المنازل المستقلة.

R1.4.6 The design and installation of concrete piles fully embedded in the ground is regulated by the general building code. Recommendations for concrete piles are given in ACI 543R. Recommendations for drilled piers are given in ACI 336.3R. Recommendations for precast prestressed concrete piles are given in "Recommended Practice for Design, Manufacture, and Installation of Prestressed Concrete Piling" (PCI 1993). Refer to 18.13.4 for supplemental requirements for concrete piles, drilled piers, and caissons in structures assigned to Seismic Design Categories D, E, and F.

CODE الكود

1-4-6 لا ينطبق هذا الكود على تصميم وتركيب الخوازيق الخرسانية والأرصفة المحفورة والكيسونات المضمنة في الأرض، باستثناء ما هو منصوص عليه في (أ) أو (ب):

(أ) بالنسبة للأجزاء التي في الهواء أو الماء، أو في التربة الغير قادرة على توفير سند جانبي مناسب لمنع الالتواء على طولها

(ب) للمنشآت المخصصة لفئات التصميم الزلزالي D و E و F

1.4.7 This Code does not apply to design and construction of slabs-on-ground, unless the slab transmits vertical loads or lateral forces from other portions of the structure to the soil.

1.4.7 لا ينطبق هذا الكود على تصميم وبناء البلاطات الأرضية، ما لم تنقل البلاطة الأحمال الرأسية أو القوى الجانبية من الأجزاء الأخرى من المنشأ إلى التربة

COMMENTARY التعليق

R1.4.6 ينظم كود البناء الموحد تصميم وتركيب الخوازيق الخرسانية المدفونة بالكامل في باطن الأرض. يتم تقديم توصيات للخوازيق الخرسانية في ACI 543R. يتم إعطاء توصيات للخوازيق المحفورة في ACI 336.3R. تم تقديم توصيات للخوازيق الخرسانية سابقة الإجهاد في "الممارسة الموصى بها لتصميم وتصنيع وتركيب خوازيق الخرسانة سابقة الإجهاد" (PCI) (1993).

راجع 18.13.4 للمتطلبات الإضافية للخوازيق الخرسانية والخوازيق المحفورة والكيسونات في المنشآت المخصصة لفئات التصميم الزلزالي D و E و F.

R1.4.7 Detailed recommendations for design and construction of slabs-on-ground and floors that do not transmit vertical loads or lateral forces from other portions of the structure to the soil, and residential post-tensioned slabs-on-ground, are given in the following publications:

- **ACI 360R** presents information on the design of slabson-ground, primarily industrial floors and the slabs adjacent to them. The report addresses the planning, design, and detailing of the slabs. Background information on the design theories is followed by discussion of the soil support system, loadings, and types of slabs. Design methods are given for structural plain concrete, reinforced concrete, shrinkage compensating concrete, and post-tensioned concrete slabs.

- The Post-Tensioning Institute (**DC 10.5-12**) provides standard requirements for post-tensioned slab-on-ground foundations, soil investigation, design, and analysis of post-tensioned residential and light commercial slabs on expansive soils.

يتم إعطاء **R1.4.7** توصيات تفصيلية لتصميم وبناء البلاطات الأرضية و الأرضيات التي لا تنقل الأحمال الرأسية أو القوى الجانبية من أجزاء أخرى من المنشأ للتربة، وبعد البلاطات الأرضية بعد الشد (post-tensioned) السكنية ، معطى في المنشورات التالية:

- يقدم **ACI 360R** معلومات عن تصميم البلاطات الأرضية، في المقام الأول الصناعية، والبلاطات المجاورة لها. يتناول التقرير تخطيط وتصميم وتفصيل البلاطات. وتتبع المعلومات الأساسية عن نظريات التصميم مناقشة نظام دعم التربة، وعمليات التحميل، وأنواع البلاطات. يتم إعطاء طرق التصميم لمنشآت الخرسانة العادية، الخرسانة المسلحة، الخرسانة المكافئة للانكماش، البلاطات الخرسانية بعد الشد (post-tensioned).

- يوفر معهد **The Post-Tensioning (DC 10.5-12)** متطلبات قياسية لأسس البلاطات الأرضية بعد الشد ، والتحقيق في التربة ، وتصميم ، وتحليل البلاطات التجارية والسكنية الخفيفة بعد الشد على تربة تنتفخ.

CODE الكود

1.4.8 This Code does not apply to the design and construction of tanks and reservoirs.

1.4.8 لا ينطبق هذا الكود على تصميم وبناء الخزانات والأحواض المائية.

1.4.9 This Code does not apply to composite design slabs cast on stay-in-place composite steel deck. Concrete used in the construction of such slabs shall be governed by this Code, where applicable. Portions of such slabs designed as reinforced concrete are governed by this Code.

1.4.9 لا ينطبق هذا الكود على تصميم البلاطات المركبة والمصبوبة في الموقع والبلاطات المعدنية المركبة. الخرسانة المستخدمة في بناء مثل هذه البلاطات يجب أن يحكمها هذا الكود، حيثما ينطبق ذلك. أجزاء من هذه البلاطات مصممة بخرسانة مسلحة تحكمها هذه الكود.

1.5—Interpretation

1.5.1 The principles of interpretation in this section shall apply to this Code as a whole unless otherwise stated. **1.5.2** This Code consists of chapters and appendixes, including text, headings, tables, figures, footnotes to tables and figures, and referenced standards.

1.5 التفسير

1.5.1 يجب على مبادئ التفسير في هذا القسم تنطبق على هذا الكود ككل ما لم ينص على خلاف ذلك. **1.5.2** يتكون هذا الكود من فصول وملاحق، بما في ذلك النص، والعناوين، والجداول، والأشكال، والملاحظات السفلية إلى الجداول والأشكال، والمعايير المرجعية.

1.5.3 The Commentary consists of a preface, introduction, commentary text, tables, figures, and cited publications. The Commentary is intended to provide contextual information, but is not part of this Code, does not provide binding requirements, and shall not be used to create a conflict with or ambiguity in this Code.

1.5.3 يتكون التعليق من تمهيد، مقدمة، نص التعليق، والجداول، والأشكال، والمطبوعات المذكورة. يهدف التعليق إلى توفير معلومات سياقية، ولكنه ليس جزءاً من هذه الكود، ولا يوفر متطلبات ملزمة، ولا يسمح استخدامها لخلق تعارض مع أو الغموض في هذا الكود.

COMMENTARY التعليق

R1.4.8 Requirements and recommendations for the design and construction of tanks and reservoirs are given in **ACI 350**, **ACI 334.1R**, and **ACI 372R**.

R1.4.8 ترد متطلبات وتوصيات تصميم وإنشاء الخزانات والأحواض المائية في **ACI 350** و **ACI 334.1R** و **ACI 372R**.

R1.4.9 In this type of construction, the steel deck serves as the positive moment reinforcement. The design and construction of concrete-steel deck slabs is described in “Standard for Composite Steel Floor Deck-Slabs” (SDI C). The standard refers to the appropriate portions of this Code for the design and construction of the concrete portion of the composite assembly. SDI C also provides guidance for design of composite-concrete-steel deck slabs. The design of negative moment reinforcement to create continuity at supports is a common example where a portion of the slab is designed in conformance with this Code.

R1.4.9 في هذا النوع من البناء ، تعمل البلاطة المعدنية كتسليح للعزم الموجب. تم تصميم تصميم وإنشاء البلاطات الخرسانية -المعدنية في "المعيار للبلاطات المعدنية المركبة " (SDI C). يشير المعيار إلى الأجزاء المناسبة من هذا الكود لتصميم وبناء الجزء الخرساني من التجميع المركب. يوفر نظام SDIC أيضاً إرشادات لتصميم البلاطات الخرسانية -المعدنية المركبة. إن تصميم تسليح العزم السالب لتكوين استمرارية عند الركائز هو مثال شائع حيث تم تصميم جزء من البلاطة بالتوافق مع هذا الكود.

R1.5—Interpretation

CODE الكود

1.5.4 This Code shall be interpreted in a manner that avoids conflict between or among its provisions. Specific provisions shall govern over general provisions

1.5.4. يجب تفسير هذا الكود بطريقة يتجنب الخلاف ضمن أو بين أحكامه. الشروط الخاصة تحكم على الشروط العامة.

1.5.5 This Code shall be interpreted and applied in accordance with the plain meaning of the words and terms used. Specific definitions of words and terms in this Code shall be used where provided and applicable, regardless of whether other materials, standards, or resources outside of this Code provide a different definition. **1.5.5** يجب تفسير هذا الكود وتطبيقه وفقاً للمعنى البسيط للكلمات والمصطلحات المستخدمة. تكون العبارات المحددة من الكلمات والمصطلحات في هذا الكود تستخدم حيثما تكون متوفرة وقابلة للتطبيق، بغض النظر عما إذا كانت مواد أو معايير أو مصادر أخرى خارج هذا الكود تقدم تعريفات مختلفة.

1.5.6 The following words and terms in this Code shall be interpreted in accordance with (a) through (e):

- (a) The word "shall" is always mandatory.
- (b) Provisions of this Code are mandatory even if the word "shall" is not used.
- (c) Words used in the present tense shall include the future.
- (d) The word "and" indicates that all of the connected items, conditions, requirements, or events shall apply.
- (e) The word "or" indicates that the connected items, conditions, requirements, or events are alternatives, at least one of which shall be satisfied.

1.5.6 يجب ان تكون الكلمات والمصطلحات التالية في هذا الكود

مفسرة وفقاً لـ (أ) إلى (هـ):

(أ) كلمة "shall" هي دائماً إلزامية.

(ب) شروط هذا الكود إلزامية حتى لو كانت الكلمة "shall" غير مستخدمة.

(ج) الكلمات المستخدمة في المضارع تتضمن المستقبل.

(د) تشير كلمة "و" إلى أن جميع المصطلحات المتصلة والشروط أو المتطلبات أو الأحداث يجب ان تطبق.

(هـ) تشير كلمة "أو" إلى أن المصطلحات المتصلة، الشروط، المتطلبات، أو الأحداث هي بدائل، في واحد منها على الأقل يجب أن يرضى.

1.5.7 In any case in which one or more provisions of this Code are declared by a court or tribunal to be invalid, that ruling shall not affect the validity of the remaining provisions of this Code, which are severable. The ruling of a court or tribunal shall be effective only in that court's jurisdiction, and shall not affect the content or interpretation of this Code in other jurisdictions.

COMMENTARY التعليق

R1.5.4 General provisions are broad statements, such as a building needs to be serviceable. Specific provisions, such as explicit reinforcement distribution requirements for crack control, govern over the general provisions.

R1.5-تفسير

R1.5.4 الشروط العامة هي بيانات عامة ، مثل أن يكون المبنى بحاجة إلى الخدمة. تخضع الشروط الخاصة، مثل متطلبات توزيع التسليح المحدد للتحكم في التشريح، للأحكام العامة.

R1.5.5 ACI Concrete Terminology (2013) is the primary resource to help determine the meaning of words or terms that are not defined in the Code. Dictionaries and other reference materials commonly used by licensed design professionals may be used as secondary resources.

R1.5.5 مصطلحات الكود الخرساني ACI (2013) هي المصدر الأساسي للمساعدة في تحديد معنى الكلمات أو المصطلحات التي لم يتم الكشف عنها في الكود. يمكن استخدام القواميس والمواد المرجعية الأخرى التي يشيع استخدامها من قبل المتخصصين في التصميم المرخص كمصادر ثانوية.

R1.5.7 This Code addresses numerous requirements that can be implemented fully without modification if other requirements in this Code are determined to be invalid. This severability requirement is intended to preserve this Code and allow it to be implemented to the extent possible following legal decisions affecting one or more of its provisions.

5.4.1.1 يتناول هذه الكود العديد من المتطلبات التي يمكن تنفيذها بشكل كامل دون تعديل إذا تم تحديد أن المتطلبات الأخرى في هذا الكود غير صالحة. تهدف المتطلبات القابلة للفصل إلى الحفاظ على هذه الكود والسماح بتنفيذها إلى أقصى حد ممكن بعد القرارات القانونية التي تؤثر على واحد أو أكثر من أحكامها.

CODE الكود

1.6—Building official

1.6.1 All references in this Code to the building official shall be understood to mean persons who administer and enforce this Code.

1.6 - مسؤول البناء
1.6.1 جميع المراجع في هذا الكود إلى مسؤول البناء يجب أن يفهم على أنه يعني الأشخاص الذين يديرون ويطبقون هذا الكود.

1.6.2 Actions and decisions by the building official affect only the specific jurisdiction and do not change this Code.

1.6.2 الإجراءات والمقررات الصادرة عن مسؤول البناء تؤثر فقط الاختصاص المحدد ولا تغير هذا الكود.

1.6.3 The building official shall have the right to order testing of any materials used in concrete construction to determine if materials are of the quality specified.

1.6.3 يحق لمسؤول البناء أن يأمر اختبار أي مواد مستخدمة في المنشأ الخرساني تحديد ما إذا كانت المواد ذات جودة محددة.

1.7—Licensed design professional

1.7.1 All references in this Code to the licensed design professional shall be understood to mean the person who is licensed and responsible for, and in charge of, the structural design or inspection.

1.7 - محترف التصميم المرخص

1.7.1 جميع المراجع في هذا الكود إلى محترف التصميم المرخص يجب أن يفهم على أنه يعني الشخص الذي هو مرخص ومسؤول عن، تصميم المنشأ أو الإشراف.

1.8—Construction documents and design records

1.8.1 The licensed design professional shall provide in the construction documents the information required in **Chapter 26** and that required by the jurisdiction.

1.8 - وثائق البناء وسجلات التصميم

1.8.1 يجب على محترف التصميم المرخص أن يقدم في وثائق البناء لمعلومات المطلوبة في الفصل 26 والتي تتطلبها السلطة القضائية.

COMMENTARY التعليق

R1.6—Building official

R1.6.1 Building official is defined in **2.3**.

R1.6 - مسؤول البناء
يتم تعريف R1.6.1 مسؤول البناء في 2.3.

R1.6.2 Only the American Concrete Institute has the authority to alter or amend this Code.

R1.6.2 فقط المعهد الأمريكي للخرسانة لديه سلطة تغيير أو تعديل هذا الكود.

R1.7—Licensed design professional

R1.7.1 Licensed design professional is defined in **2.3**.

R1.7 - محترف التصميم المرخص
يتم تعريف R1.7.1 محترف التصميم المرخص في 2.3.

R1.8—Construction documents and design records

R1.8.1 The provisions of **Chapter 26** for preparing project drawings and specifications are, in general, consistent with those of most general building codes. Additional information may be required by the building official.

R1.8 - وثائق البناء وسجلات التصميم
R1.8-1 تعتبر أحكام الفصل 26 من أجل إعداد مخططات المشاريع والمحددات، بشكل عام، متسقة مع أحكام معظم كودات البناء العامة. قد تكون هناك حاجة لمعلومات إضافية من مسؤول البناء

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

1.8.2 Calculations pertinent to design shall be filed with the construction documents if required by the building official. Analyses and designs using computer programs shall be permitted provided design assumptions, user input, and computer-generated output are submitted. Model analysis shall be permitted to supplement calculations.

R1.8.2 Documented computer output is acceptable instead of manual calculations. The extent of input and output information required will vary according to the specific requirements of individual building officials. However, if a computer program has been used, only skeleton data should normally be required. This should consist of sufficient input and output data and other information to allow the building official to perform a detailed review and make comparisons using another program or manual calculations. Input data should be identified as to member designation, applied loads, and span lengths. The related output data should include member designation and the shears, moments, and reactions at key points in the span. For column design, it is desirable to include moment magnification factors in the output where applicable. The Code permits model analysis to be used to supplement structural analysis and design calculations. Documentation of the model analysis should be provided with the related calculations. Model analysis should be performed by an individual having experience in this technique.

1.8.2 يجب تجنب حسابات التصميم ذات الصلة بوثائق البناء إذا كان المطلوب من مسؤول البناء. يجب استخدام برامج الكمبيوتر في التحليل والتصميم بما يسمح به افتراضات التصميم، وإدخال المستخدم، ويتم تقديم الإخراج الناتج عن الكمبيوتر. تحليل النموذج يسمح لاستكمال العمليات الحسابية.

R1.8.2 يكون الإخراج الوثائق من الكمبيوتر مقبولاً بدلاً من الحسابات اليدوية. مدى المعلومات المدخلات والمخرجات المطلوبة سوف تختلف وفقاً لمتطلبات محددة من مسؤول البناء المستقل. ومع ذلك، إذا تم استخدام برنامج كمبيوتر، يجب تكون هيكل البيانات المطلوبة في العادة. يجب أن يتكون هذا من بيانات المدخلات والمخرجات القديمة والمعلومات الأخرى للسماح لمسؤول البناء لإجراء مراجعة مفصلة وإجراء مقارنات باستخدام برنامج آخر أو حسابات يدوية. ينبغي تحديد بيانات المدخلات بالنسبة لتعيين العناصر التصميمية والأحمال المطبقة وأطوال الجوار. يجب أن تتضمن بيانات الإخراج ذات الصلة تعيين العنصر التصميمي وقوى القص والعزوم وردود الأفعال عند النقاط الرئيسية في الجوار. بالنسبة لتصميم العمود، من المرغوب فيه تضمين معاملات تعديل العزم في المخرجات القابلة للتطبيق. يسمح هذه الكود باستخدام تحليل النموذج لاستكمال التحليل الإنشائي وحسابات التصميم. يجب تقديم الوثائق الخاصة بتحليل النماذج مع الحسابات ذات الصلة. يجب إجراء تحليل النموذج من قبل شخص لديه خبرة في هذه التقنية.

1.9—Testing and inspection

1.9.1 Concrete materials shall be tested in accordance with the requirements of Chapter 26.

1.9 – الاختبار والفحص

1.9.1 يتم اختبار المواد الخرسانية وفقاً لمتطلبات الفصل 26.

1.9.2 Concrete construction shall be inspected in accordance with the general building code and in accordance with **Chapters 17 and 26.**

1.9.2 يتم فحص المنشأ الخرساني طبقاً لكود البناء الموحد وبما يتفق مع الفصلين 17 و 26.

1.9.3 Inspection records shall include information required in Chapters 17 and 26.

1.9.3 يجب أن تتضمن سجلات الفحص المعلومات المطلوبة في الفصول 17 و 26.

CODE

الكود

1.10—Approval of special systems of design, construction, or alternative construction materials

1.10.1 Sponsors of any system of design, construction, or alternative construction materials within the scope of this Code, the adequacy of which has been shown by successful use or by analysis or test, but which does not conform to or is not covered by this Code, shall have the right to present the data on which their design is based to the building official or to a board of examiners appointed by the building official. This board shall be composed of competent engineers and shall have authority to investigate the data so submitted, require tests, and formulate rules governing design and construction of such systems to meet the intent of this Code. These rules, when approved by the building official and promulgated, shall be of the same force and effect as the provisions of this Code.

1.10 - الموافقة على أنظمة التصميم الخاصة، البناء، أو مواد البناء البديلة

1.10.1 المسؤولين لأي نظام تصميم أو بناء أو مواد البناء البديلة في نطاق هذا الكود، أظهرت كفاية منها عن طريق الاستخدام الناجح أو عن طريق التحليل أو الاختبار، ولكن لا يتوافق مع أو الغير مشمول في هذا الكود، يكون لها الحق في تقديم البيانات التي يستند تصميمها إلى مسؤول البناء أو إلى مجلس من الفاحصين المعيّنين من قبل مسؤول البناء. يتكون هذا المجلس من مهندسين أكفاء ويكون لها سلطة التحقيق في البيانات المقدمة، تتطلب اختبارات، وصياغة القواعد التي تحكم التصميم وبناء مثل هذه الأنظمة لتلبية القصد من هذا الكود. هذه القواعد، عندما وافق عليها مسؤول البناء وإذا عفا عنها يجب أن تكون من نفس القوة والتأثير كما في الشروط لهذا الكود.

COMMENTARY

التعليق

R1.10—Approval of special systems of design, construction, or alternative construction materials

R1.10.1 New methods of design, new materials, and new uses of materials should undergo a period of development before being covered in a code. Hence, good systems or components might be excluded from use by implication if means were not available to obtain acceptance. For special systems considered under this section, specific tests, load factors, deflection limits, and other pertinent requirements should be set by the board of examiners, and should be consistent with the intent of the Code. The provisions of this section do not apply to model tests used to supplement calculations under 1.8.2 or to strength evaluation of existing structures under Chapter 27.

R1.10 - الموافقة على أنظمة التصميم الخاصة أو الإنشاء أو مواد البناء البديلة

R1.10.1 يجب أن تخضع طرق التصميم الجديدة والمواد الجديدة والاستخدامات الجديدة لفترة تطوير قبل أن يتم تغطيتها في الكود. وبالتالي، قد يتم استبعاد الأنظمة أو المكونات الجيدة من الاستخدام ضمناً إذا لم تكن الوسائل متاحة للحصول على القبول. بالنسبة للأنظمة الخاصة التي يتم النظر فيها بموجب هذا المقطع، يجب تعيين اختبارات محددة ومعاملات الحمل وحدود التشوه والمتطلبات الأخرى ذات الصلة من قبل فريق الإشراف، ويجب أن تكون متوافقة مع القصد من الكود. لا تسري أحكام هذا المقطع على الاختبارات النموذجية المستخدمة لتكملة الحسابات تحت 1.8.2 أو لتقييم قوة المنشآت القائمة بموجب الفصل 27.

CODE

الكود

CHAPTER 2—NOTATION AND TERMINOLOGY

2.1—Scope

2.1.1 This chapter defines notation and terminology used in this Code

الفصل 2 - الرموز والمصطلحات

2.1 المجال

2.1.1 هذا الفصل يعرف الرموز والمصطلحات المستخدمة في هذا الكود.

2.2—Notation

a = depth of equivalent rectangular stress block, mm.

a_v = shear span, equal to distance from center of concentrated load to either: (a) face of support for continuous or cantilevered members, or (b) center of support for simply supported members, mm.

A_b = area of an individual bar or wire, mm²

A_{brg} = net bearing area of the head of stud, anchor bolt, or headed deformed bar, mm²

A_c = area of concrete section resisting shear transfer mm²

A_{cf} = greater gross cross-sectional area of the slab-beam strips of the two orthogonal equivalent frames intersecting at a column of a two-way slab mm²

A_{ch} = cross-sectional area of a member measured to the outside edges of transverse reinforcement, mm²

A_{cp} = area enclosed by outside perimeter of concrete cross section mm²

A_{cs} = cross-sectional area at one end of a strut in a strut-and-tie model, taken perpendicular to the axis of the strut, mm²

A_{ct} = area of that part of cross section between the flexural tension face and centroid of gross section, mm²

A_{cv} = gross area of concrete section bounded by web thickness and length of section in the direction of shear force considered in the case of walls, and gross area of concrete section in the case of diaphragms, not to exceed the thickness times the width of the diaphragm mm²

A_{cw} = area of concrete section of an individual pier, horizontal wall segment, or coupling beam resisting shear, mm²

A_f = area of reinforcement in bracket or corbel resisting design moment, mm²

A_g = gross area of concrete section, mm² For a hollow section, A_g is the area of the concrete only and does not include the area of the void(s)

COMMENTARY

التعليق

R2—NOTATION AND TERMINOLOGY

R2.2—Notation

a'_1 = limiting value of c_{a1} where anchors are located less than $1.5c_{a1}$ from three or more edges, in.; see Fig. R17.5.2.4

C = compressive force acting on a nodal zone, N

$dburst$ = distance from the anchorage device to the centroid of the bursting force, T_{burst} , mm.

e_{anc} = eccentricity of the anchorage device or group of devices with respect to the centroid of the cross section, mm.

f_{si} = stress in the i -th layer of surface reinforcement, MPa

h_{anc} = dimension of anchorage device or single group of closely spaced devices in the direction of bursting being considered, mm.

h'_{ef} = limiting value of h_{ef} where anchors are located less than $1.5h_{ef}$ from three or more edges, in.; refer to Fig. R17.4.2.3

K_t = torsional stiffness of member; moment per unit rotation

K_{05} = coefficient associated with the 5 percent fractile

ℓ_{anc} = length along which anchorage of a tie must occur, mm.

ℓ_b = width of bearing, mm.

M = moment acting on anchor or anchor group, N-mm

n_t = number of threads per inch

N = tension force acting on anchor or anchor group, N

R2 - الرموز والمصطلحات

R2.2- الرموز

a'_1 = القيمة المقيسة لـ c_{a1} حيث توضع المسامير أقل من $1.5c_{a1}$ من ثلاث حواف أو أكثر، مم.؛ انظر الشكل R17.5.2.4

C = قوة الضغط المؤثرة على منطقة العقدة، N

$dburst$ = المسافة من جهاز التثبيت إلى مركز قوة الانفجار، T_{burst} ، مم.

e_{anc} = اللامركزية لجهاز التثبيت أو مجموعة الأجهزة فيما يتعلق بمركز المقطع العرضي.

f_{si} = الإجهاد في الطبقة i -th للتسليح السطحي، MPa

h_{anc} = البعد لجهاز التثبيت أو مجموعة واحدة من الأجهزة ذات التباعد الدقيق في اتجاه الانفجار الذي يتم النظر فيه، مم.

h'_{ef} = القيمة المقيسة لـ h_{ef} حيث توضع المسامير أقل من $1.5h_{ef}$ من ثلاث حواف أو أكثر، مم.؛ الرجوع إلى الشكل R17.4.2.3.

K_t = جساءة الالتواء للعناصر؛ عزم لكل وحدة دوران.

K_{05} = معامل الارتباط مع 5 في المائة من fractile

ℓ_{anc} = الطول الذي يجب أن يحدث فيه تثبيت الشد، مم.

ℓ_b = عرض التحميل، مم.

M = العزم المؤثر على مسمار أو مجموعة من مسمار، N-mm.

n_t = عدد اللفات لكل مم.

N = قوة الشد المؤثرة على مسمار أو مجموعة من مسمار، N

CODE الكود

A_h = total area of shear reinforcement parallel to primary tension reinforcement in a corbel or bracket, mm²
 A_j = effective cross-sectional area within a joint in a plane parallel to plane of beam reinforcement generating shear in the joint, mm²
 A_{ℓ} = total area of longitudinal reinforcement to resist torsion, mm²
 $A_{\ell, min}$ = minimum area of longitudinal reinforcement to resist torsion, mm²

A_n = area of reinforcement in bracket or corbel resisting factored tensile force N_{uc} , mm²
 A_{nz} = area of a face of a nodal zone or a section through a nodal zone, mm²

A_{Na} = projected influence area of a single adhesive anchor or group of adhesive anchors, for calculation of bond strength in tension, mm²
 A_{Nao} = projected influence area of a single adhesive anchor, for calculation of bond strength in tension if not limited by edge distance or spacing, mm²
 A_{Nc} = projected concrete failure area of a single anchor or group of anchors, for calculation of strength in tension, mm²
 A_{Nco} = projected concrete failure area of a single anchor, for calculation of strength in tension if not limited by edge distance or spacing, mm²

2.2-الرموز

a = عمق كتلة الضغط المستطيلة المكافئة ، مم.

a_v = بحر القص ، يساوي المسافة من مركز الحمل المركز إلى: (أ) وجه الركيزة للأعضاء المستمر أو الكابولي ، أو (ب) مركز الركائز للأعضاء المستندة ببساطة ، مم.

Ab = مساحة سيخ واحد أو مساحة السلك ، مم مربع.

Ab_{rg} = مساحة التحميل الصافية لرأس مسمار ، مسمار الارتكاز ، أو رأس السيخ المحلزن ، مم مربع.

A_c = مساحة المقطع الخرساني المقاوم لنقل القص ، مم مربع.

A_{cf} = أقصى مساحة للمقطع العرضي لشرايح البلاطة والكمرة المتعامدة في إطارات المتعامدة في الأعمدة في البلاطات ذات الاتجاهين ، مم مربع.

A_{ch} = مساحة المقطع العرضي للعضو المقاس إلى الحواف الخارجية من التسليح العرضي ، مم مربع.

A_{cp} = المساحة المحيطة بالمحيط الخارج للمقطع العرضي الخرساني ، مم مربع.

COMMENTARY التعليق

$P\delta$ = secondary moment due to individual member slenderness, N-mm
 R = reaction, N

T = tension force acting on a nodal zone in a strut-and-tie model, N (T is also used to define the cumulative effects of service temperature, creep, shrinkage, differential settlement, and shrinkage-compensating concrete in the load combinations defined in 5.3.6.)

T_{burst} = tensile force in general zone acting ahead of the anchorage device caused by spreading of the anchorage force, mm.

V = shear force acting on anchor or anchor group, N

$V_{||}$ = maximum shear force that can be applied parallel to the edge, N

V_{\perp} = maximum shear force that can be applied perpendicular to the edge, N

w_s = width of a strut perpendicular to the axis of the strut, mm.

w_t = effective height of concrete concentric with a tie, used to dimension nodal zone, in.

$w_{t, max}$ = maximum effective height of concrete concentric with a tie, mm.

W_a = service-level wind load, N

Δf_{pt} = difference between the stress that can be developed in the strand at the section under consideration and the stress required to resist factored bending moment at section, M_u/ϕ , MPa

ϵ_{cu} = maximum usable strain at extreme concrete compression fiber

ζ = exponent symbol in tensile/shear force interaction equation

$\phi\kappa$ = stiffness reduction factor

σ = wall boundary extreme fiber concrete nominal compressive stress, MPa

CODE الكود

A_{cs} = مساحة المقطع العرضي في أحد طرفي الركيزة في نموذج strut-and-tie ، يتم أخذها عمودياً على محور الركيزة ، مم مربع.

A_{ct} = مساحة هذا الجزء من المقطع العرضي بين وجه انحناء الشد ومركز المقطع العرضي، مم مربع.

A_{cv} = المساحة الإجمالية للمقطع الخرساني المحصور بسمك web وطول المقطع في اتجاه قوة القص المعتبره في حالة الجدران ، و المساحة الإجمالية للمقطع الخرساني في حالة الاغشية الانشائية، لا تتجاوز عدد مرات السماكة عرض الاغشية الانشائية ، مم مربع.

A_{cw} = مساحة المقطع الخرساني للركيزة الفردية ، أو جزء الجدار الأفقي ، أو ضعف الكمره المقاوم للقص، مم مربع.

A_f = مساحة التسليح في قوس أو الجملون المصمم لمقاومة العزوم، مم مربعة.

A_g = المساحة الإجمالية للمقطع الخرساني. بالنسبة للمقطع المجوف مم مربعة. A_g هي مساحة الخرسانة فقط التي لا تشمل منطقة الفراغ.

A_h = المساحة الكلية لتسليح القص الموازي للحديد الرئيسي في قوس أو الجملون المصمم لمقاومة العزوم، مم مربع.

A_j = مساحة المقطع العرضي الفعال ضمن العقدة في المستوى الموازي لمستوى تسليح الكمره المولد للقص في العقدة، مم مربع.

A_ℓ = المساحة الكلية لتسليح الطولي المقاوم للالتواء، مم مربع.

$A_{\ell,min}$ = اقل مساحة لتسليح الطولي المقاوم للالتواء، مم مربع.

A_n = مساحة التسليح في القوس أو الجملون المصمم لمقاومة قوى الشد N_{uc} ، مم مربع.

A_{nz} = مساحة الوجه من منطقة العقدة أو المقطع خلال المنطقة العقدية، مم مربع.

A_{Na} = مساحة التأثير الساقطة على مسمار واحد لاصق او مجموعة مسامير لاصقة، لحساب مقاومة التماسك في الشد، مم مربع.

A_{Nao} = مساحة التأثير الساقطة على مسمار واحد لاصق او مجموعة مسامير لاصقة، لحساب مقاومة التماسك في الشد إذا لم يقتصر على مسافة الحافة أو التباعد، مم مربع.

A_{Nc} = مساحة فشل الخرسانة الساقطة على مسمار واحد لاصق او مجموعة مسامير لاصقة، لحساب مقاومة التماسك في الشد، مم مربع.

A_{Nco} = مساحة فشل الخرسانة الساقطة على مسمار واحد لاصق او مجموعة مسامير لاصقة، لحساب مقاومة التماسك في الشد إذا لم يقتصر على مسافة الحافة أو التباعد، مم مربع.

A_o = gross area enclosed by torsional shear flow path mm²

A_{oh} = area enclosed by centerline of the outermost closed transverse torsional reinforcement, mm²

A_{pd} = total area occupied by duct, sheathing, and prestressing reinforcement, mm²

A_{ps} = area of prestressed longitudinal tension reinforcement, mm²

COMMENTARY التعليق

$P\delta$ = العزم الثانوي بسبب نحافة العنصر المستقل، N-mm
 R = رد الفعل ، N

T = قوة الشد المؤثرة منطقة العقدة في نموذج الركيزة ، وتستخدم أيضا N (T) لتحديد التأثيرات التراكمية لدرجة حرارة الخدمية ، والزحف ، والانكماش ، والهبوط المتفاوت ، والخرسانة الإضافية للانكماش في تراكيب الاحمال المعرفة في 5.3.6.

T_{burst} = قوة الشد في المنطقة الكلية التي تؤثر راس جهاز التثبيت بسبب انتشار قوة التثبيت.

V = قوة القص المؤثرة على مسمار أو مجموعة من مسامير ، N

$V_{||}$ = قوة القص القصوى التي يمكن تطبيقها بالتوازي مع الحافة ، N

V_{\perp} = قوة القص القصوى التي يمكن تطبيقها عمودي على الحافة ، N

w_s = عرض الركيزة عموديا على محور الركيزة، مم .
 w_t = الارتفاع الفعال للخرسانة المتركة مع الشداد ، المستخدمة في تحديد منطقة العقدة ، مم .

$w_{t,max}$ = أقصى ارتفاع فعال للخرسانة المتركة مع الشداد.

W_a = حمل الرياح على مستوى الخدمة ، N

Δf_{pt} = الفرق بين الإجهاد الذي يمكن تطويره في الكابل في المقطع المعتبر والاجهاد المطلوب لمقاومة عزم الانحناء المصعد في المقطع ، MPa M_u/ϕ ،
 ϵ_{cu} = أقصى خضوع قابلة للاستخدام في الياف الضغط الخارجية للخرسانة.

ζ = كود الأس في معادلة تفاعل قوة الشد / القص

ϕ_K = عامل تخفيض الجساءة.

σ = حد الالياف الخارجية لاجهادات الضغط الاسمية للخرسانة، MPa

CODE**الكود**

A_{pt} = total area of prestressing reinforcement, mm²
 A_s = area of nonprestressed longitudinal tension reinforcement, mm²
 $A_{s'}$ = area of compression reinforcement, mm²
 A_{sc} = area of primary tension reinforcement in a corbel or bracket, mm²
 $A_{se,N}$ = effective cross-sectional area of anchor in tension, mm²
 $A_{se,V}$ = effective cross-sectional area of anchor in shear mm²
 A_{sh} = total cross-sectional area of transverse reinforcement, including crossties, within spacing s and perpendicular to dimension b_c , mm²
 A_{si} = total area of surface reinforcement at spacing s_i in the i -th layer crossing a strut, with reinforcement at an angle α_i to the axis of the strut, mm²
 $A_{s,min}$ = minimum area of flexural reinforcement, mm²
 A_{st} = total area of nonprestressed longitudinal reinforcement including bars or steel shapes, and excluding prestressing reinforcement, mm²
 A_{sx} = area of steel shape, pipe, or tubing in a composite section, mm²
 A_t = area of one leg of a closed stirrup, hoop, or tie resisting torsion within spacing s , mm²
 A_{tp} = area of prestressing reinforcement in a tie, mm²
 A_{tr} = total cross-sectional area of all transverse reinforcement within spacing s that crosses the potential plane of splitting through the reinforcement being developed, mm²
 A_{ts} = area of nonprestressed reinforcement in a tie, mm²
 A_v = area of shear reinforcement within spacing s , mm²
 A_{vd} = total area of reinforcement in each group of diagonal bars in a diagonally reinforced coupling beam, mm²
 A_{vf} = area of shear-friction reinforcement, mm²
 A_{vh} = area of shear reinforcement parallel to flexural tension reinforcement within spacing s_2 , mm²
 $A_{v,min}$ = minimum area of shear reinforcement within spacing s , mm²
 A_{vc} = projected concrete failure area of a single anchor or group of anchors, for calculation of strength in shear, mm²
 A_{vco} = projected concrete failure area of a single anchor, for calculation of strength in shear, if not limited by corner influences, spacing, or member thickness, mm²
 A_1 = loaded area for consideration of bearing strength, mm²
 A_2 = area of the lower base of the largest frustum of a pyramid, cone, or tapered wedge contained wholly within the support and having its upper base equal to the loaded area. The sides of the pyramid, cone, or tapered wedge shall be sloped one vertical to two horizontal, mm²

COMMENTARY**التعليق**

CODE الكود

A_o = المساحة الإجمالية المحصورة بمسار القص الالتوائي، مم مربع.

A_{oh} = المساحة المحيطة بالخط المركزي الخارجي المحيط بالتسليح العرضي للالتواء، مم مربع.

A_{pd} = المساحة الكلية التي تشغلها الأنابيب والاعطية و تسليح الإجهاد المسبق مم مربع.

A_{ps} = مساحة التسليح الطولي للشد للأجهاد المسبق، مم مربع.

A_{pt} = المساحة الكلية للتسليح للأجهاد المسبق، مم مربع.

A_s = مساحة التسليح الطولي للشد للأجهاد الغير المسبق، مم مربعة.

A_s' = مساحة تسليح الضغط ، مم مربع.

A_{sc} = مساحة التسليح الرئيسي للشد في القوس أو الجملون، مم مربع.

$A_{se,N}$ = مساحة المقطع العرضي الفعال في المسامير في الشد، مم مربع.

$A_{se,V}$ = مساحة المقطع العرضي الفعال في المسامير في القص، مم مربع.

A_{sh} = المساحة الكلية للمقطع العرضي للتسليح العرضي ، بما في ذلك المقاطع، المسافات البيئية والمسافات العمودية bc، مم مربع.

A_{si} = المساحة الكلية لسطح التسليح عند التباعد في الطبقة i-th التي تعبر الركيزة، مع التسليح في زاوية α_i إلى محور الركائز، مم مربع.

$A_{s,min}$ = أقل مساحة تسليح الانحناء، مم مربع.

A_{st} = المساحة الكلية للتسليح الطولي للأجهاد الغير مسبق يتضمن اسياخ واشكال الحديد ولا يتضمن التسليح للأجهاد المسبق، مم مربع.

A_{sx} = مساحة اشكال الحديد أو الأنابيب في المقطع المركب، مم مربع.

A_t = مساحة ساق واحدة من الكانات المغلقة أو طوق أو tie المقاومة للالتواء داخل التباعد s، مم مربع.

A_{tp} = مساحة التسليح للأجهاد المسبق في tie ، مم مربع.

A_{tr} = المساحة الكلية للمقطع العرضي لجميع التسليح العرضي داخل التباعد s الذي يقسم المستوى المحتمل للتشقق خلال تطور تكوين التسليح، مم مربع.

A_{ts} = مساحة التسليح للأجهاد الغير مسبق في tie ، مم مربع.

A_v = مساحة تسليح القص ضمن التباعد s، مم مربع.

A_{vd} = المساحة الكلية لتسليح في كل مجموعة من الاسياخ المائلة في التسليح المضاعف المائل للجسور، مم مربع.

A_{vf} = مساحة تسليح القص -الاحتكاك، مم مربع.

A_{vh} = مساحة تسليح القص الموازي لتسليح انحناء الشد ضمن التباعد، مم مربع.

$A_{v,min}$ = أقل مساحة تسليح القص ضمن التباعد s، مم مربع.

A_{vc} = مساحة فشل الخرسانة الساقطة على مسمار واحد لاصق او مجموعة مسامير لاصقة، لحساب مقاومة القص، مم مربع.

A_{vco} = مساحة فشل الخرسانة الساقطة على مسمار واحد لاصق او مجموعة مسامير لاصقة، لحساب مقاومة القص إذا لم يقتصر على تأثير الحافة أو التباعد أو سماكات الاعضاء، مم مربع.

COMMENTARY التعليق

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

b = width of compression face of member, mm.
 b_c = cross-sectional dimension of member core measured to the outside edges of the transverse reinforcement composing area A_{sh} , mm.
 b_f = effective flange width of T section, mm.
 b_o = perimeter of critical section for two-way shear in slabs and footings, mm.
 b_s = width of strut, mm.
 b_{slab} = effective slab width resisting $\gamma_f M_{sc}$, mm.
 b_t = width of that part of cross section containing the closed stirrups resisting torsion, mm.
 b_v = width of cross section at contact surface being investigated for horizontal shear, mm.
 b_w = web width or diameter of circular section, mm.
 b_1 = dimension of the critical section b_o measured in the direction of the span for which moments are determined, mm.
 b_2 = dimension of the critical section b_o measured in the direction perpendicular to b_1 , mm.
 B_n = nominal bearing strength, N
 B_u = factored bearing load, N

b = عرض وجه الانضغاط للعضو، مم.
 b_c = بعد المقطع العرضي لنواة العنصر مقياس من الحواف الخارجية لمساحة التسليح العرضي المركب، مم.
 b_f = العرض الفعال للشفة لمقطع T، مم.
 b_o = محيط المقطع الحرج في القص الثاني في البلاطات ذات الاتجاهين والاساسات، مم.
 b_s = عرض الركيزة، مم.
 b_{slab} = العرض الفعال للبلاطة المقاومة للعزم، مم.
 b_t = عرض ذلك الجزء من المقطع العرضي الذي يحتوي على الكانات المغلقة المقاوم للالتواء، مم.
 b_v = عرض المقطع العرضي عند سطح التماس المحقق للقص الأفقي، مم.
 b_w = عرض الشفة الوسطية أو قطر المقطع الدائري، مم.
 b_1 = بعد المقطع الحرج المقياس في اتجاه البحر للعزوم التي تيم تحديدها، مم.
 b_2 = بعد المقطع الحرج المقياس في اتجاه عمودي على b_1 ، مم.
 B_n = مقاومة التحميل الاسمية، نيوتن
 B_u = حمل التحميل المصعدة، نيوتن

c = distance from extreme compression fiber to neutral axis, mm.
 c_{ac} = critical edge distance required to develop the basic strength as controlled by concrete breakout or bond of a post-installed anchor in tension in uncracked concrete without supplementary reinforcement to control splitting, mm.
 $c_{a,max}$ = maximum distance from center of an anchor shaft to the edge of concrete, mm.
 $c_{a,min}$ = minimum distance from center of an anchor shaft to the edge of concrete, mm.
 c_{a1} = distance from the center of an anchor shaft to the edge of concrete in one direction, in. If shear is applied to anchor, c_{a1} is taken in the direction of the applied shear. If tension is applied to the anchor, c_{a1} is the minimum edge distance.

CODE الكود

Where anchors subject to shear are located in narrow sections of limited thickness, see 17.5.2.4

c_{a2} = distance from center of an anchor shaft to the edge of concrete in the direction perpendicular to c_{a1} , mm.

c_b = lesser of: (a) the distance from center of a bar or wire to nearest concrete surface, and (b) one-half the center-to-center spacing of bars or wires being developed, mm.

c_c = clear cover of reinforcement, mm.

c_{Na} = projected distance from center of an anchor shaft on one side of the anchor required to develop the full bond strength of a single adhesive anchor, mm.

c_t = distance from the interior face of the column to the slab edge measured parallel to c_1 , but not exceeding c_1 , mm.

c_1 = dimension of rectangular or equivalent rectangular column, capital, or bracket measured in the direction of the span for which moments are being determined, mm.

c_2 = dimension of rectangular or equivalent rectangular column, capital, or bracket measured in the direction perpendicular to c_1 , mm.

C = cross-sectional constant to define torsional properties of slab and beam

C_m = factor relating actual moment diagram to an equivalent uniform moment diagram

c = المسافة من الياف الضغط الخارجية إلى المحور المحايد، مم .

c_{ac} = المسافة الطرفية الحرجة المطلوبة لتطوير المقاومة الأساسية التي تسيطر عليها اختراق الخرسانة أو الترابط من مسمار التثبيت في الشد في الخرسانة الغير مشققة دون التسليح الاضافي للسيطرة على الشروخ، مم .

$c_{a,max}$ = أقصى مسافة من مركز محور المسمار إلى حافة الخرسانة ، مم .

$c_{a,min}$ = أقل مسافة من مركز محور المسمار إلى حافة الخرسانة ، مم .

c_{a1} = المسافة من مركز محور المسمار إلى حافة الخرسانة في اتجاه واحد ، مم . إذا كان القص يطبق على المسمار، يتم اتخاذ c_{a1} في اتجاه القص المستخدم. إذا تم تطبيق الشد على المسمار، c_{a1} هو الحد الأدنى لمسافة الحافة. حيث تقع المسامير الخاضعة للقص في المقاطع الضيقة من السماكة المحددة، انظر

17.5.2.4

c_{a2} = المسافة من مركز محور المسمار إلى حافة الخرسانة في اتجاه عمودي على c_{a1} ، مم .

c_b = الأقل من (أ) المسافة من مركز السيخ أو سلك لأقرب سطح خرساني ، و (ب) نصف المسافة من المركز الى المركز للتباعد بين الاسياخ أو الأسلاك مم .

COMMENTARY التعليق

CODE الكود

c_c = الغطاء الصافي للتسليح ، مم .

c_{Na} = المسافة الساقطة من مركز محور المسمار على جانب واحد من المسمار المطلوبة لتطوير مقاومة الترابط الكاملة لمسمار لاصق واحد، مم .

c_t = المسافة من الوجه الداخلي للعمود إلى حافة البلاطة المقاسة بالتوازي مع c_1 ، لكن لا تتجاوز c_1 ، مم .

c_1 = بعد المستطيل أو المستطيل المكافئ للعمود أو تاج العمود أو القوس المقاس في اتجاه البحر للزوم التي تيم تحديدها مم .

c_2 = بعد المستطيل أو المستطيل المكافئ للعمود أو تاج العمود أو القوس المقاس في الاتجاه العمودي على c_1 ، مم .

C = ثابت المقطع العرضي للخصائص الالتوائية للبلاطة والكمرة.

C_m = عامل يتعلق بمخطط العزم الفعلي إلى مخطط العزم المكافئ المنتظم.

d = distance from extreme compression fiber to centroid of longitudinal tension reinforcement, mm.

d' = distance from extreme compression fiber to centroid of longitudinal compression reinforcement, mm.

d_a = outside diameter of anchor or shaft diameter of headed stud, headed bolt, or hooked bolt, mm.

d_a' = value substituted for d_a if an oversized anchor is used, mm.

d_{agg} = nominal maximum size of coarse aggregate, mm.

d_b = nominal diameter of bar, wire, or prestressing strand, mm.

d_p = distance from extreme compression fiber to centroid of prestressing reinforcement, mm.

d_{pile} = diameter of pile at footing base, mm.

D = effect of service dead load

e_h = distance from the inner surface of the shaft of a Jor L-bolt to the outer tip of the J- or L-bolt, mm.

d = المسافة من الياف الضغط الخارجية إلى مركز تسليح الشد الطولي ، مم .

d' = المسافة من الياف الضغط الخارجية إلى مركز تسليح الضغط الطولي ، مم .

d_a = القطر الخارجي للمسمار أو قطر المحور ، رأس المسمار ، أو عكفة المسمار، مم .

d_a' = القيمة المستبدلة لـ d_a إذا كانت المسمار المستخدم كبير الحجم، مم .

d_{agg} = الحجم الأقصى الاسمي للركام الخشن ، مم .

d_b = القطر الاسمي للسلك ، السلك ، أو كابل الإجهاد المسبق ، مم .

d_p = المسافة من الياف الضغط الخارجية إلى مركز تسليح الإجهاد المسبق ، مم .

d_{pile} = قطر الخازوق أو الوند عند قاعدة الاساس.

D = تأثير الحمولة الميتة الخدمية.

e_h = المسافة من السطح الداخلي لمحور Jor L-bolt إلى الطرف الخارجي لـ

J- أو L-bolt ، مم .

COMMENTARY التعليق

CODE**الكود**

e'_N = distance between resultant tension load on a group of anchors loaded in tension and the centroid of the group of anchors loaded in tension, in.; e'_N is always positive

e'_V = distance between resultant shear load on a group of anchors loaded in shear in the same direction, and the centroid of the group of anchors loaded in shear in the same direction, in.; e'_V is always positive

E = effect of horizontal and vertical earthquake-induced forces

E_c = modulus of elasticity of concrete, MPa

E_{cb} = modulus of elasticity of beam concrete, MPa

E_{cs} = modulus of elasticity of slab concrete, MPa

EI = flexural stiffness of member, N-mm²

$(EI)_{eff}$ = effective flexural stiffness of member, N-mm²

E_p = modulus of elasticity of prestressing reinforcement, MPa

E_s = modulus of elasticity of reinforcement and structural steel, excluding prestressing reinforcement, MPa

MPa

e'_N = المسافة بين حمل الشد الناتج على مجموعة من المسامير المحملة في الشد ومركز مجموعة من المسامير محملة في الشد ، في؛ e'_N هو دائما قيمة موجبة.

e'_V = المسافة بين حمل القص الناتج على مجموعة من المسامير محملة في القص في نفس الاتجاه ، و مركز مجموعة من المسامير محملة القص في نفس الاتجاه ، في ؛ e'_V دائما قيمة موجبة.

E = تأثير قوى الزلازل الأفقية والراسية.

E_c = معامل المرونة للخرسانة ، MPa

E_{cb} = معامل المرونة للجسور الخرسانية، MPa

E_{cs} = معامل المرونة للبلاطة الخرسانية ، MPa

EI = جساءة العنصر للانحناء ، N-mm²

$(EI)_{eff}$ = الجساءة الفعالة للعنصر للانحناء ، N-mm²

E_p = معامل مرونة التسليح للإجهاد المسبق ، MPa

E_s = معامل مرونة الحديد والمنشأ المعدني ، باستثناء التسليح للإجهاد المسبق MPa،

COMMENTARY**التعليق**

CODE**الكود****COMMENTARY****التعليق**

f'_c = specified compressive strength of concrete, MPa

$\sqrt{f'_{ci}}$ = square root of specified compressive strength of concrete, MPa

f'_{ci} = specified compressive strength of concrete at time of initial prestress, MPa

$\sqrt{f'_{ci}}$ = square root of specified compressive strength of concrete at time of initial prestress, MPa

f_{ce} = effective compressive strength of the concrete in a strut or a nodal zone, MPa

f_{cm} = measured average compressive strength of concrete, MPa

f_{ct} = measured average splitting tensile strength of lightweight concrete, MPa

f_d = stress due to unfactored dead load, at extreme fiber of section where tensile stress is caused by externally applied loads, MPa

f_{dc} = decompression stress; stress in the prestressing reinforcement if stress is zero in the concrete at the same level as the centroid of the prestressing reinforcement, MPa

f_{pc} = compressive stress in concrete, after allowance for all prestress losses, at centroid of cross section resisting externally applied loads or at junction of web and flange where the centroid lies within the flange, MPa. In a composite member, f_{pc} is the resultant compressive stress at centroid of composite section, or at junction of web and flange where the centroid lies within the flange, due to both prestress and moments resisted by precast member acting alone

f_{pe} = compressive stress in concrete due only to effective prestress forces, after allowance for all prestress losses, at extreme fiber of section if tensile stress is caused by externally applied loads, MPa

f_{ps} = stress in prestressing reinforcement at nominal flexural strength, MPa

f_{pu} = specified tensile strength of prestressing reinforcement, MPa

f_{py} = specified yield strength of prestressing reinforcement, MPa

f_r = modulus of rupture of concrete, MPa

f_s = tensile stress in reinforcement at service loads, excluding prestressing reinforcement, MPa

f'_s = compressive stress in reinforcement under factored loads, excluding prestressing reinforcement, MPa

f_{se} = effective stress in prestressing reinforcement, after allowance for all prestress losses, MPa

f_t = extreme fiber stress in the precompressed tension zone calculated at service loads using gross section properties after allowance of all prestress losses, MPa

f_{uta} = specified tensile strength of anchor steel, MPa

f_y = specified yield strength for nonprestressed reinforcement, MPa

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

f_{ya} = specified yield strength of anchor steel, MPa
 f_{yt} = specified yield strength of transverse reinforcement, MPa
 F = effect of service lateral load due to fluids with welldefined pressures and maximum heights
 F_{nn} = nominal strength at face of a nodal zone, N
 F_{ns} = nominal strength of a strut, N
 F_{nt} = nominal strength of a tie, N
 F_{un} = factored force on the face of a node, N
 F_{us} = factored compressive force in a strut, N
 F_{ut} = factored tensile force in a tie, N

f'_c = مقاومة الضغط للخرسانة ، MPa

$\sqrt{f'_{ci}}$ = الجذر التربيعي لمقاومة الضغط للخرسانة، MPa

f'_{ci} = مقاومة الضغط للخرسانة في الوقت المناسب من الاجهاد المسبق الأولي ، MPa

$\sqrt{f'_{ci}}$ = الجذر التربيعي لمقاومة الضغط للخرسانة في الوقت المناسب من الاجهاد المسبق الأولي ، MPa

f_{ce} = مقاومة الضغط الفعالة للخرسانة عند الركيزة او منطقة العقدة ، MPa

f_{cm} = متوسط مقاومة الضغط المقاسة للخرسانة ، MPa

f_{ct} = متوسط مقاومة الشروخ الشدية المقاسة للخرسانة خفيفة الوزن ، MPa

f_d = الإجهاد بسبب الحمولة الميتة الغير مصعدة ، عند الالياف الخارجية للمقطع الذي يحدث فيه إجهاد الشد عن طريق الأحمال الخارجية المطبقة ، MPa

f_{dc} = إجهاد اللاضغط: إجهاد في تسليح الإجهاد المسبق إذا كان الإجهاد هو صفر في الخرسانة في نفس المستوى مثل مركز حديد التسليح للاجهاد المسبق ، MPa

f_{pc} = أجهاد الضغط في الخرسانة ، بعد التفاوت في جميع فواقد الاجهاد المسبق ، في المركز من المقطع العرضي لمقاومة الأحمال المطبقة أو عند تقاطع الشفة العليا والوسطية حيث موضع المركز في داخل الشفة العليا ، MPa. في العنصر المركب، يكون f_{pc} هو اجهاد الضغط الناتج عند مركز المقطع المركب، أو عند تقاطع الشفة العليا والوسطية حيث موضع المركز في داخل الشفة العليا، مما يؤدي الى مقاومة كلا من الاجهاد المسبق والعزوم بواسطة العنصر المسبق الصب الوحيد.

f_{pe} = إجهاد الضغط في الخرسانة بسبب القوى الفعالة للاجهاد المسبق ، بعد التفاوت في جميع فواقد الاجهاد المسبق ، عند الالياف الخارجية للمقطع الذي يحدث فيه إجهاد الشد عن طريق الأحمال الخارجية المطبقة ، MPa

f_{ps} = الإجهاد في تسليح الإجهاد المسبق عند المقاومة الاسمية للانحناء، MPa

f_{pu} = مقاومة الشد في تسليح الإجهاد المسبق ، MPa

f_{py} = مقاومة الخضوع في تسليح الإجهاد المسبق ، MPa

f_r = معامل تمزق الخرسانة ، MPa

f_s = إجهاد الشد في التسليح عند الاحمال الخدمية، باستثناء تسليح الإجهاد المسبق ، MPa

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

$f_s' =$ إجهاد الضغط في التسليح عند الاحمال المصعدة، باستثناء تسليح الإجهاد المسبق ، MPa

$f_{se} =$ الإجهاد الفعال في تسليح الإجهاد المسبق ، بعد التفاوت في جميع فواقد الاجهاد المسبق ، MPa

$f_t =$ اجهاد الالياف الخارجية في منطقة ما قبل الضغط الشد المحسوبة في الاحمال الخدمية باستخدام خصائص المقطع العرضي بعد التفاوت في جميع فواقد الاجهاد المسبق ، MPa

$f_{uta} =$ مقاومة الشد للمسامير المعدنية ، MPa

$f_y =$ مقاومة الخضوع لتسليح الاجهاد الغير مسبق ، MPa

$f_{ya} =$ مقاومة الخضوع للمسامير المعدنية ، MPa

$f_{yt} =$ مقاومة الخضوع لتسليح العرضي ، MPa

$F =$ تأثير الاحمال الجانبية الخدمية بسبب التدفقات مع ضغوط welldefined والارتفاعات القصوى.

$F_{nn} =$ المقاومة الاسمية في وجه منطقة العقدة ، N

$F_{ns} =$ المقاومة الاسمية للركائز ، N

$F_{nt} =$ المقاومة الاسمية ل شداد ، N

$F_{un} =$ القوى القصوى على وجه العقدة ، N

$F_{us} =$ قوى الضغط القصوى في الركائز ، N

$F_{ut} =$ قوى الشد القصوى في شداد ، N

h = overall thickness, height, or depth of member, mm.

h_a = thickness of member in which an anchor is located, measured parallel to anchor axis, mm.

h_{ef} = effective embedment depth of anchor, mm.

h_{sx} = story height for story x, mm.

h_u = laterally unsupported height at extreme compression fiber of wall or wall pier, mm., equivalent to ℓ_u for compression members

h_v = depth of shear head cross section, mm.

h_w = height of entire wall from base to top, or clear height of wall segment or wall pier considered, mm.

h_x = maximum center-to-center spacing of longitudinal bars laterally supported by corners of crossties or hoop legs around the perimeter of the column, mm.

H = effect of service load due to lateral earth pressure, ground water pressure, or pressure of bulk materials, N

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

h = السماكة او الارتفاع او العمق الكلي للعضو ، مم .

h_a = سمك العنصر الذي يقع فيه المسمار، تقاس موازية لمركز المسمار ، مم .

h_{ef} = العمق الفعال المدفون للمسمار ، مم .

h_{sx} = ارتفاع الطابق للطابق x ، مم .

h_u = الارتفاع الغير مدعوم جانبيا عند الياف الضغط الخارجية للجدار او ركائز الجدران ، مم . ، أي ما يعادل l_u لعناصر الضغط.

h_v = عمق shearhead للمقطع العرضي ، مم .

h_w = ارتفاع كامل الجدار من القاعدة إلى القمة ، أو الارتفاع الصافي لجزء الجدار أو ركيزة الجدار المعتبرة ، مم .

h_x = أقصى مسافة من المركز الى المركز للتسليح الطولي للركائز الجانبية من اركان المقاطع او عكفة الساق لمحيط العمود ، مم .

H = تأثير الاحمال الخدمية بسبب ضغط التربة الجانبي ، ضغط المياه الجوفية ، أو ضغط المواد السائبة ، N .

I = moment of inertia of section about centroidal axis, mm^4

I_b = moment of inertia of gross section of beam about centroidal axis, mm^4

I_{cr} = moment of inertia of cracked section transformed to concrete, mm^4

I_e = effective moment of inertia for calculation of deflection, mm^4

I_g = moment of inertia of gross concrete section about centroidal axis, neglecting reinforcement, mm^4

I_s = moment of inertia of gross section of slab about centroidal axis, mm^4

I_{se} = moment of inertia of reinforcement about centroidal axis of member cross section, mm^4

I_{sx} = moment of inertia of structural steel shape, pipe, or tubing about centroidal axis of composite member cross section, mm^4

I = عزم القصور الذاتي للمقطع حول المحور المركزي ، mm^4

I_b = عزم القصور الذاتي للمقطع الكلي للكمرة حول المحور المركزي ، mm^4
عزم القصور الذاتي للمقطع المشقق المنتقل للخرسانة ، mm^4

I_e = عزم القصور الذاتي الفعال لحساب التشوه ، mm^4

I_g = عزم القصور الذاتي للمقطع الكلي للخرسانة حول المحور المركزي ويهمل حديد التسليح ، mm^4

I_s = عزم القصور الذاتي للمقطع الكلي للبلاطة حول المحور المركزي ، mm^4

I_{se} = عزم القصور الذاتي للتسليح حول المحور المركزي لعنصر المقطع العرضي، mm^4

I_{sx} = عزم القصور الذاتي لأشكال الهياكل المعدنية أو الأنابيب أو أنابيب حول المحور المركزي لعنصر المقطع العرضي المركب، mm^4

CODE**الكود**

k = effective length factor for compression members
 k_c = coefficient for basic concrete breakout strength in tension
 k_{cp} = coefficient for pryout strength
 k_f = concrete strength factor
 k_n = confinement effectiveness factor
 K_{tr} = transverse reinforcement index, mm.

k = معامل الطول الفعال لعناصر الضغط.

k_c = معامل لمقاومة الاختراق الاساسي للخرسانة في الشد.

k_{cp} = معامل مقاومة pryout

k_f = معامل مقاومة الخرسانة.

k_n = معامل فعالية confinement

K_{tr} = مؤشر التسليح العرضي ، مم .

ℓ = span length of beam or one-way slab; clear projection of cantilever, mm.

ℓ_a = additional embedment length beyond centerline of support or point of inflection, mm.

ℓ_c = length of compression member, measured center-to-center of the joints, mm.

ℓ_d = development length in tension of deformed bar, deformed wire, plain and deformed welded wire reinforcement, or pretensioned strand, mm.

ℓ_{dc} = development length in compression of deformed bars and deformed wire, mm.

ℓ_{db} = debonded length of prestressed reinforcement at end of member, mm.

ℓ_{dh} = development length in tension of deformed bar or deformed wire with a standard hook, measured from outside end of hook, point of tangency, toward critical section, mm.

ℓ_{dt} = development length in tension of headed deformed bar, measured from the bearing face of the head toward the critical section, mm.

ℓ_e = load bearing length of anchor for shear, mm.

ℓ_{ext} = straight extension at the end of a standard hook, mm.

ℓ_n = length of clear span measured face-to-face of supports, mm.

ℓ_o = length, measured from joint face along axis of member, over which special transverse reinforcement must be provided, mm.

ℓ_{sc} = compression lap splice length, mm.

ℓ_{st} = tension lap splice length, mm.

COMMENTARY**التعليق**

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

ℓ_t = span of member under load test, taken as the shorter span for two-way slab systems, mm. Span is the lesser of: (a) distance between centers of supports, and (b) clear distance between supports plus thickness h of member. Span for a cantilever shall be taken as twice the distance from face of support to cantilever end

ℓ_{tr} = transfer length of prestressed reinforcement, mm.

ℓ_u = unsupported length of column or wall, mm.

ℓ_v = length of shearhead arm from centroid of concentrated load or reaction, mm.

ℓ_w = length of entire wall, or length of wall segment or wall pier considered in direction of shear force, mm.

ℓ_1 = length of span in direction that moments are being determined, measured center-to-center of supports, mm.

ℓ_2 = length of span in direction perpendicular to ℓ_1 , measured center-to-center of supports, mm.

L = effect of service live load

L_r = effect of service roof live load

ℓ = طول البحر للكمرة أو البلاطة ذات الاتجاه الواحد ؛ الطول الصافي للكابولي، مم .

ℓ_a = الطول الإضافي المدفون ماعدا خط المركز للركيزة او نقطة الانعطاف ، مم .

ℓ_c = طول عنصر الضغط ، مقياس من المركز الى المركز للعقد ، مم .

ℓ_d = طول التثبيت في الشد للشيخ المحلزن ، السلك المحلزن ، التسليح المحلزن الملح ، أو كابل مسبق الشد ، مم .

ℓ_{dc} = طول التثبيت في الضغط للشيخ المحلزن ، السلك المحلزن ، مم .

ℓ_{db} = طول الترابط لتسليح الاجهاد المسبق عند نهاية العنصر ، مم .

ℓ_{dh} = طول التثبيت في الشد للشيخ المحلزن ، السلك المحلزن مع عكفة قياسية ، مقاسة من نهاية الجانب الخارج للعكفة، نقطة التماس ، نحو المقطع الحرج ، مم .

ℓ_{dt} = طول التثبيت في الشد لرأس الشيخ المحلزن ، مقاسة من وجة التحميل للرأس، نحو المقطع الحرج ، مم .

ℓ_e = طول حمولة المسمار للقص ، مم .

ℓ_{ext} = الطول المستقيم في نهاية عكفة قياسية ، مم .

ℓ_n = طول البحر الصافي مقياس من الوجه الى الوجه للركائز ، مم .

ℓ_o = الطول ، مقاسة من وجه العقدة على طول محور العنصر، والتي يجب تزود التسليح العرضي الإضافي ، مم .

ℓ_{sc} = طول الترابط في الضغط ، مم .

ℓ_{st} = طول الترابط في الشد ، مم .

ℓ_t = طول العنصر تحت اختبار التحميل ، يؤخذ على أنه أقل بحر لأنظمة البلاطة ثنائية الاتجاه ، البحر يكون أقل من: (أ) المسافة بين مراكز الركائز ،

و (ب) المسافة الصافية بين الركائز بالإضافة إلى سماكة العنصر. يجب أن تؤخذ لبحر الكابولي ضعف المسافة من وجه الركيزة الى نهاية الكابولي.

CODE**الكود**

ℓ_u = طول الغير مدعوم للعمود او الجدار ، مم .

ℓ_v = طول ذراع shearhead من مركز الحمل المركز أو ردة الفعل، مم .

ℓ_w = طول الجدار بأكمله ، أو طول مقطع الجدار أو ركيزة الجدار المعتبرة في اتجاه قوة القص، مم .

ℓ_1 = طول البحر في اتجاه العزم الذي يكون محدد ، ويقاس من مركز إلى مركز الركائز ، مم .

ℓ_2 = طول البحر في الاتجاه العمودي على ℓ_1 ، ويقاس من مركز إلى مركز الركائز ، مم .

L = تأثير الحمل الحي الخدمي.

L_r = تأثير الحمل الحي الخدمي للسقف.

M_a = maximum moment in member due to service loads at stage deflection is calculated, N.mm

M_c = factored moment amplified for the effects of member curvature used for design of compression member, N.mm

M_{cr} = cracking moment, N.mm

M_{cre} = moment causing flexural cracking at section due to externally applied loads, N.mm

M_{max} = maximum factored moment at section due to externally applied loads, N.mm

M_n = nominal flexural strength at section, N.mm

M_{nb} = nominal flexural strength of beam including slab where in tension, framing into joint, N.mm

M_{nc} = nominal flexural strength of column framing into joint, calculated for factored axial force, consistent with the direction of lateral forces considered, resulting in lowest flexural strength, N.mm

M_o = total factored static moment, N.mm

M_p = required plastic moment strength of shearhead cross section, N.mm

M_{pr} = probable flexural strength of members, with or without axial load, determined using the properties of the member at joint faces assuming a tensile stress in the longitudinal bars of at least $1.25f_y$ and a strength reduction factor ϕ of 1.0, N.mm

M_{sa} = maximum moment in wall due to service loads, excluding $P\Delta$ effects, N.mm

M_{sc} = factored slab moment that is resisted by the column at a joint, N.mm

M_u = factored moment at section, N.mm

M_{ua} = moment at midheight of wall due to factored lateral and eccentric vertical loads, not including $P\Delta$ effects, N.mm

M_v = moment resistance contributed by shearhead reinforcement, N.mm

COMMENTARY**التعليق**

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

M_1 = lesser factored end moment on a compression member, N.mm

M_{1ns} = factored end moment on a compression member at the end at which M_1 acts, due to loads that cause no appreciable sidesway, calculated using a first-order elastic frame analysis, N.mm

M_{1s} = factored end moment on compression member at the end at which M_1 acts, due to loads that cause appreciable sidesway, calculated using a first-order elastic frame analysis, N.mm

M_2 = greater factored end moment on a compression member. If transverse loading occurs between supports, M_2 is taken as the largest moment occurring in member. Value of M_2 is always positive, N.mm

$M_{2,min}$ = minimum value of M_2 , N.mm

M_{2ns} = factored end moment on compression member at the end at which M_2 acts, due to loads that cause no appreciable sidesway, calculated using a first-order elastic frame analysis, N.mm

M_{2s} = factored end moment on compression member at the end at which M_2 acts, due to loads that cause appreciable sidesway, calculated using a first-order elastic frame analysis, N.mm

M_a = أقصى عزم في العنصر بسبب الاحمال الخدمية في مرحلة يتم احتساب التشوه، N.mm

M_c = العزم المضخم لتأثيرات انحناء العنصر المستخدم في تصميم عناصر الضغط ، N.mm

M_{cr} = عزم التشرخ ، N.mm

M_{cre} = العزم المسبب في انحناء التشرخ في المقطع بسبب الاحمال الخرجية المطبقة ، N.mm

M_{max} = أقصى عزم مصعد في المقطع بسبب الاحمال الخرجية المطبقة ، N.mm

M_n = مقاومة الانحناء الاسمية في المقطع ، N.mm

M_{nb} = مقاومة الانحناء الاسمية في الكمره والبلاطة حيث الشد، في الاطار الى العقده ، N.mm

M_{nc} = مقاومة الانحناء الاسمية في العمود في الاطار الى العقده ، محسوبة للقوة المحورية المصعدة ، بما يتماشى مع اتجاه القوى الجانبية المعبرة ، مما أدى إلى اقل مقاومة أنحناء، N.mm

M_o = العزم الثابت المصعد الكلي ، N.mm

M_p = مقاومة العزم اللدنة المطلوبة لـ shearhead للمقطع العرضي ، N.mm

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

M_{pr} = مقاومة الانحناء المحتملة للعناصر، مع أو بدون الحمل المحوري ، يتم تحديدها باستخدام خصائص العنصر في أوجه العقد بافتراض أجهاد الشد في الاسياخ الطولية أقل من $1.25f_y$ و معامل تخفيض المقاومة $\phi = 1.0$ ، N.mm

M_{sa} = أقصى عزم في الجدار بسبب الاحمال الخدمية ، باستثناء تأثيرات $P\Delta$ ، N.mm

M_{sc} = عزم البلاطة المصعد الذي يقاومها العمود في العقد، N.mm

M_u = العزم المصعد في المقطع ، N.mm

M_{ua} = العزم في منتصف الجدار بسبب الحمل الجانبي المصعد والأحمال الرأسية المصعده الغير المركزية ، باستثناء تأثيرات $P\Delta$ ، N.mm

M_v = عزم المقاومة المساهم في تسليح shearhead ، N.mm

M_1 = أقل عزم نهائي مصعد عند عنصر الضغط ، N.mm

M_{1ns} = عزم نهائي مصعد عند عنصر الضغط في النهاية التي يأتري بها M_1 ، بسبب الأحمال التي تسبب عدم الازاحة المقدرة ، المحسوبة باستخدام التحليل اللدن من الدرجة الأولى للأطار ، N.mm

M_{1s} = عزم نهائي مصعد عند عنصر الضغط في النهاية التي يأتري بها M_1 ، بسبب الأحمال التي تسبب الازاحة المقدرة ، المحسوبة باستخدام التحليل اللدن من الدرجة الأولى للأطار ، N.mm

M_2 = أعظم عزم نهائي مصعد عند عنصر الضغط. إذا حدث التحميل العرضي بين الركائز، يتم أخذ M_2 أكبر عزم حدث في العنصر. قيمة M_2 هي دائما قيمة موجبة، N.mm

$M_{2,min}$ = أقل عزم ل M_2 ، N.mm

M_{2ns} = عزم نهائي مصعد عند عنصر الضغط في النهاية التي يأتري بها M_2 ، بسبب الأحمال التي تسبب عدم الازاحة المقدرة ، المحسوبة باستخدام التحليل اللدن من الدرجة الأولى للأطار ، N.mm

M_{2s} = عزم نهائي مصعد عند عنصر الضغط في النهاية التي يأتري بها M_2 ، بسبب الأحمال التي تسبب الازاحة المقدرة ، المحسوبة باستخدام التحليل اللدن من الدرجة الأولى للأطار ، N.mm

n = number of items, such as, bars, wires, monostrand anchorage devices, anchors, or shearhead arms

n_ℓ = number of longitudinal bars around the perimeter of a column core with rectilinear hoops that are laterally supported by the corner of hoops or by seismic

hooks. A bundle of bars is counted as a single bar

N_a = nominal bond strength in tension of a single adhesive anchor, N

N_{ag} = nominal bond strength in tension of a group of adhesive anchors, N

N_b = basic concrete breakout strength in tension of a single anchor in cracked concrete, N

N_{ba} = basic bond strength in tension of a single adhesive anchor, N

CODE

الكود

N_c = resultant tensile force acting on the portion of the concrete cross section that is subjected to tensile stresses due to the combined effects of service loads and effective prestress, N

N_{cb} = nominal concrete breakout strength in tension of a single anchor, N

N_{cbg} = nominal concrete breakout strength in tension of a group of anchors, N

N_{cp} = basic concrete pryout strength of a single anchor, N

N_{cpg} = basic concrete pryout strength of a group of anchors, N

N_n = nominal strength in tension, N

N_p = pullout strength in tension of a single anchor in cracked concrete, N

N_{pn} = nominal pullout strength in tension of a single anchor, N

N_{sa} = nominal strength of a single anchor or individual anchor in a group of anchors in tension as governed by the steel strength, N

N_{sb} = side-face blowout strength of a single anchor, N

N_{sbg} = side-face blowout strength of a group of anchors, N

N_u = factored axial force normal to cross section occurring simultaneously with V_u or T_u ; to be taken as positive for compression and negative for tension, N

N_{ua} = factored tensile force applied to anchor or individual anchor in a group of anchors, N

$N_{ua,g}$ = total factored tensile force applied to anchor group, N

$N_{ua,i}$ = factored tensile force applied to most highly stressed anchor in a group of anchors, N

$N_{ua,s}$ = factored sustained tension load, N

N_{uc} = factored horizontal tensile force applied at top of bracket or corbel acting simultaneously with V_u , to be taken as positive for tension, N

n = عدد العناصر ، مثل ، الاسياخ ، أسلاك ، الكابلات , أجهزة التثبيت أو مسامير التثبيت أو أذرع shearhead.

n_l = عدد الاسياخ الطولية حول محيط نواة العمود مع الكانات المستقيمة المدعمة أفقياً بزوايا الكانات أو عكفات الزلازل. يتم احتساب مجموعة من الاسياخ كسيخ واحد.

N_a = قوة الترابط الاسمية في الشد لمسمار التثبيت اللاصق، N

N_{ag} = قوة الترابط الاسمية في الشد لمجموعة مسامير التثبيت اللاصقة، N

N_b = قوة الاختراق الأساسية للخرسانة في الشد لمسمار واحد في الخرسانة المتشققة ، N

COMMENTARY

التعليق

CODE الكود

N_{ba} = قوة الترابط الأساسية في الشد لمسمار التثبيت اللاصق ، N

N_c = قوة الشد الناتجة التي تأثر على جزء من مقطع عرضي الخرساني الذي يتعرض لأجهاد الشد بسبب التأثيرات المركبة من الاحمال الخدمية والضغط الفعالة ، N

N_{cb} = قوة الاختراق الاسمية للخرسانة في الشد لمسمار واحد ، N

N_{cbg} = قوة الاختراق الاسمية للخرسانة في الشد لمجموعة من المسامير ، N

N_{cp} = قوة pryout الأساسية للخرسانة لمسمار واحد ، N

N_{cpg} = قوة pryout الأساسية للخرسانة لمجموعة من المسامير ، N

N_n = القوة الاسمية في الشد ، N

N_p = قوة الانسحاب في الشد لمسمار واحد في الخرسانة المتشققة، N

N_{pn} = قوة الانسحاب الاسمية في الشد لمسمار واحد ، N

N_{sa} = قوة الاسمية لمسمار واحد أو مسمار مستقل في مجموعة من المسامير في الشد كما يحكمها مقاومة الحديد ، N

N_{sb} = قوة الانفجار الجانبي للوجه لمسمار واحد ، N

N_{sbg} = قوة الانفجار الجانبي للوجه لمجموعة من المسامير ، N

N_u = القوة المحورية المصعدة العادية للمقطع العرضي التي تحدث في وقت واحد مع T_u أو V_u ؛ ليتم اتخاذها قيمة موجبة للضغط و سالبة للشد ، N

N_{ua} = قوة الشد المصعدة المطبقة لمسمار واحد أو مسمار مستقل في مجموعة من المسامير ، N

$N_{ua,g}$ = قوة الشد الكلية المطبقة لمجموعة من المسامير ، N

$N_{ua,i}$ = قوة الشد المصعدة المطبقة على أعلى أجهاد للمسمار في مجموعة من المسامير ، N

$N_{ua,s}$ = حمل الشد المصعد المستمر ، N

N_{uc} = قوة الشد الأفقية المصعدة المطبقة في أعلى القوس أو الجملون تعمل في وقت واحد مع V_u ، لتؤخذ على أنها قيمة موجبة للشد،

COMMENTARY التعليق

p_{cp} = outside perimeter of concrete cross section, in.

p_h = perimeter of centerline of outermost closed transverse torsional reinforcement, in.

P_c = critical buckling load, N

P_n = nominal axial compressive strength of member, N

$P_{n,max}$ = maximum nominal axial compressive strength of a member, N

P_{nt} = nominal axial tensile strength of member, N

$P_{nt,max}$ = maximum nominal axial tensile strength of member, N

P_o = nominal axial strength at zero eccentricity, N

P_{pu} = factored prestressing force at anchorage device, N

P_s = unfactored axial load at the design, midheight section including effects of self-weight, N

P_u = factored axial force; to be taken as positive for compression and negative for tension, N

$P\Delta$ = secondary moment due to lateral deflection, N.mm

CODE

الكود

p_{cp} = المحيط الخارجي للمقطع العرضي الخرساني، مم .
 p_h = محيط خط المركز لحديد تسليح الشد العرضي الخارجي المغلق. مم

P_c = حمل الانبعاج الحرج ، N

P_n = قوة الضغط المحورية الاسمية للعنصر ، N

$P_{n,max}$ = أقصى مقاومة الضغط المحورية الاسمية للعنصر ، N

P_{nt} = قوة الشد المحورية الاسمية للعنصر ، N

$P_{nt,max}$ = أقصى قوة للضغط المحوري الاسمي للعنصر ، N

P_o = القوة المحورية الاسمية عند اللامركزية صفر ، N

P_{pu} = قوة الإجهاد المسبق المصعدة في جهاز تثبيت المسامير ، N

P_s = الحمل المحوري غير مصعد عند التصميم ، منتصف الارتفاع للمقطع بما في ذلك تأثيرات الوزن الذاتي ، N

P_u = قوة المحورية المصعدة ؛ تؤخذ على أنها قيمة موجبة للضغط و سالبة للشد

N ،

$P\Delta$ = العزم الثانوي بسبب التشوه الجانبي ، N.mm

q_{Du} = factored dead load per unit area, N/m²

q_{Lu} = factored live load per unit area, N/m²

q_u = factored load per unit area, N/m²

Q = stability index for a story

q_{Du} = الحمل الميت المصعد لكل وحدة مساحة ، N/m²

q_{Lu} = الحمل الحي المصعد لكل وحدة مساحة ، N/m²

q_u = الحمل المصعد لكل وحدة مساحة ، N/m²

Q = مؤشر الاستقرار في الدور.

r = radius of gyration of cross section, in.

R = cumulative load effect of service rain load

r = نصف قطر الدوران في المقطع العرضي.

R = تأثير الحمل التراكمي للحمل الخدمي للمطر.

s = center-to-center spacing of items, such as longitudinal reinforcement, transverse reinforcement, tendons, or anchors, mm.

s_i = center-to-center spacing of reinforcement in the i -th direction adjacent to the surface of the member, in.

s_o = center-to-center spacing of transverse reinforcement within the length ℓ_o , mm.

s_s = sample standard deviation, MPa

s_w = clear distance between adjacent webs, mm.

s_2 = center-to-center spacing of longitudinal shear or torsional reinforcement, mm.

COMMENTARY

التعليق

CODE الكود

S = effect of service snow load
 S_e = moment, shear, or axial force at connection corresponding to development of probable strength at intended yield locations, based on the governing mechanism of inelastic lateral deformation, considering both gravity and earthquake effects
 S_m = elastic section modulus, mm^3
 S_n = nominal moment, shear, axial, torsional, or bearing strength
 S_y = yield strength of connection, based on f_y of the connected part, for moment, shear, or axial force, MPa

s = المسافة من المركز الى المركز للعناصر ، مثل التسليح الطولي ، التسليح العرضي ، الأوتار ، أو المسامير ، مم .
 s_i = المسافة من المركز الى المركز للتسليح في i -th اتجاه مجاور لسطح العنصر، مم .
 s_o = المسافة من المركز الى المركز للتسليح العرضي ضمن طول ℓ_o ، مم .
 s_s = عينة الانحراف المعياري ، MPa
 s_w = المسافة الصافية بين الشفة الوسطية المتجاورة ، مم .
 s_2 = المسافة من المركز الى المركز للتسليح الطولي للقص أو الالتواء، في.
 S = تأثير الحمل الخدمي للثلج.
 S_e = عزم ، أو قص ، أو قوة محورية في الاتصال المقابل لتطوير القوة المحتملة في مواقع الخضوع المقصودة ، استناداً إلى آلية التحكم في التشوه الجانبي الغير مرن ، مع الأخذ في الاعتبار كلا من تأثيرات الجاذبية والزلازل
 S_m = معامل مرونة المقطع ، mm^3
 S_n = مقاومة العزم، القص ، القوى المحورية ، الالتواء ، أو التحميل الاسمية.
 S_y = مقاومة الخضوع من الوصلات ، استناداً على f_y الجزء المتصل ، للعزم ، القص ، أو القوة المحورية ، MPa

t = wall thickness of hollow section, mm.
 t_f = thickness of flange, mm.
 T = cumulative effects of service temperature, creep, shrinkage, differential settlement, and shrinkagecompensating concrete
 T_{cr} = cracking torsional moment, N.mm
 T_t = total test load, N
 T_{th} = threshold torsional moment, N.mm
 T_n = nominal torsional moment strength, N.mm
 T_u = factored torsional moment at section, N.mm

t = سمك الجدار في المقطع المجوف، مم .

t_f = سماكة الشفة العليا ، مم .

T = التأثيرات التراكمية لدرجة حرارة الخدمية ، الزحف ، الانكماش ، الهبوط المتفاوت، و الخرسانة الإضافية للانكماش.

T_{cr} = عزم الالتواء التشققي ، N.mm

T_t = حمل الاختبار الكلي ، N

T_{th} = عزم الالتواء الابتدائي ، N.mm

T_n = مقاومة عزم الالتواء الاسمية ، N.mm

T_u = عزم الالتواء المصعد في المقطع، N.mm

COMMENTARY التعليق

CODE

الكود

U = مقاومة العنصر أو المقطع العرضي المطلوبة لمقاومة الأحمال المصعدة أو العزوم الداخلية المتصلة والقوى في مثل هذه التراكيب كما هو منصوص عليه في هذا الكود.

v_c = stress corresponding to nominal two-way shear strength provided by concrete, MPa
 v_n = equivalent concrete stress corresponding to nominal two-way shear strength of slab or footing, MPa
 v_s = equivalent concrete stress corresponding to nominal two-way shear strength provided by reinforcement, MPa
 v_u = maximum factored two-way shear stress calculated around the perimeter of a given critical section, MPa
 v_{ug} = factored shear stress on the slab critical section for two-way action due to gravity loads without moment transfer, MPa
 V_b = basic concrete breakout strength in shear of a single anchor in cracked concrete, N
 V_c = nominal shear strength provided by concrete, N
 V_{cb} = nominal concrete breakout strength in shear of a single anchor, N
 V_{cbg} = nominal concrete breakout strength in shear of a group of anchors, N
 V_{ci} = nominal shear strength provided by concrete where diagonal cracking results from combined shear and moment, N
 V_{cp} = nominal concrete pryout strength of a single anchor, N
 V_{cpg} = nominal concrete pryout strength of a group of anchors, N
 V_{cw} = nominal shear strength provided by concrete where diagonal cracking results from high principal tensile stress in web, N
 V_d = shear force at section due to unfactored dead load, N
 V_e = design shear force for load combinations including earthquake effects, N
 V_i = factored shear force at section due to externally applied loads occurring simultaneously with M_{max} , N
 V_n = nominal shear strength, N
 V_{nh} = nominal horizontal shear strength, N
 V_p = vertical component of effective prestress force at section, N
 V_s = nominal shear strength provided by shear reinforcement, N
 V_{sa} = nominal shear strength of a single anchor or individual anchor in a group of anchors as governed by the steel strength, N,
 V_u = factored shear force at section, N
 V_{ua} = factored shear force applied to a single anchor or group of anchors, N
 $V_{ua,g}$ = total factored shear force applied to anchor group, N
 $V_{ua,i}$ = factored shear force applied to most highly stressed anchor in a group of anchors, N
 V_{uh} = factored shear force along contact surface in composite concrete flexural member, N
 V_{us} = factored horizontal shear in a story, N

COMMENTARY

التعليق

CODE

الكود

v_c = قوة الخرسانة للأجهاد المماثل للقص في اتجاهين، MPa
 v_n = قوة الخرسانة للأجهاد المماثل للقص في اتجاهين للبلاطات والاساسات ، MPa
 v_s = قوة حديد التسليح للأجهاد المماثل للقص في اتجاهين ، N
 v_u = أقصى أجهاد قص مصعد في اتجاهين المحسوب حول محيط المقطع الحرج ، MPa
 v_{ug} = إجهاد القص المصعد على المقطع الحرج للبلاطة ذات الاتجاهين بسبب الأحمال الرأسية دون انتقال العزوم ، MPa
 V_b = مقاومة الاختراق الأساسية للخرسانة في القص لمسمار واحد في الخرسانة المتشققة ، N
 V_c = مقاومة الخرسانة الاسمية للقص ، N
 V_{cb} = مقاومة الاختراق الاسمية للخرسانة في القص لمسمار واحد ، N
 V_{cbg} = مقاومة الاختراق الاسمية للخرسانة في القص لمجموعة من المسامير ، N
 V_{ci} = مقاومة الخرسانة الاسمية للقص أينما التشقق القطري الناتج من اشتراك بين القص والعزم ، N
 V_{cp} = مقاومة الخرسانة الاسمية ل pryout لمسمار واحد ، N
 V_{cpg} = مقاومة الخرسانة الاسمية ل pryout لمجموعة من المسامير ، N
 V_{cw} = مقاومة الخرسانة الاسمية للقص أينما التشقق القطري الناتج من ارتفاع إجهاد الشد الرئيسي في الشفة الوسطية ، N
 V_d = قوة القص في المقطع بسبب الحمولة الميتة الخدمية ، N
 V_e = قوة القص التصميمية لتراكيب الاحمال بما في ذلك تأثير الزلازل ، N
 V_i = قوة القص المصعدة في المقطع بسبب الاحمال الخارجية المطبقة التي تحدث في وقت واحد مع أقصى عزوم ، N
 V_n = قوة القص الاسمية ، N
 V_{nh} = قوة القص الأفقية الاسمية ، N
 V_p = العنصر الرأسي لقوة الإجهاد المسبق الفعال في المقطع ، N
 V_s = المقاومة الاسمية لحديد التسليح للقص ، N
 V_{sa} = قوة القص الاسمية لمسمار واحدة أو مسمار مستقل في مجموعة من المسامير كما يحكمها مقاومة الحديد ، N
 V_u = قوة القص المصعدة في المقطع ، N
 V_{ua} = قوة القص المصعدة التي تطبق على مسمار واحدة أو مجموعة من المسامير ، N
 $V_{ua,g}$ = قوة القص المصعدة الكلية التي تطبق على مجموعة من المسامير ، N
 $V_{ua,i}$ = قوة القص المصعدة التي تطبق على معظم الاجهاد العالي للمسمار في مجموعة من المسامير ، N
 V_{uh} = قوة القص المصعدة على طول سطح التلامس للعنصر المركب الخرساني ، N
 V_{us} = قوة القص الأفقية في الطابق ، N

w_c = density, unit weight, of normalweight concrete or equilibrium density of lightweight concrete, N/m³

w_u = factored load per unit length of beam or one-way slab, N/in.

w/cm = water-cementitious material ratio

W = effect of wind load

w_c = الكثافة ، وحدة الوزن ، من الخرسانة ذات الوزن العادي أو كثافة التوازن للخرسانة خفيفة الوزن ، N / m³

w_u = الحمل المصعد لكل وحدة طول للكمر أو البلاطة في اتجاه واحد ، N/in

w/cm = نسبة المواد المائنية-الاسمنتية

W = تأثير حمل الرياح

COMMENTARY

التعليق

CODE

الكود

x = shorter overall dimension of rectangular part of cross section, mm

x = أقصر بعد كلي للجزء المستطيل من المقطع العرضي ، مم .

y = longer overall dimension of rectangular part of cross section, mm

y = أطول بعد كلي للجزء المستطيل من المقطع العرضي ، مم .

y_t = distance from centroidal axis of gross section, neglecting reinforcement, to tension face, mm.

y_t = المسافة من المحور المركزي للمقطع الكلي، إهمال التسليح ، إلى وجه الشد ، مم .

α = angle defining the orientation of reinforcement

α_c = coefficient defining the relative contribution of concrete strength to nominal wall shear strength

α_f = ratio of flexural stiffness of beam section to flexural stiffness of a width of slab bounded laterally by centerlines of adjacent panels, if any, on each side of the beam

α_{fm} = average value of α_f for all beams on edges of a panel

α_{f1} = α_f in direction of ℓ_1

α_{f2} = α_f in direction of ℓ_2

α_i = angle between the axis of a strut and the bars in the i -th layer of reinforcement crossing that strut

α_s = constant used to calculate V_c in slabs and footings

α_v = ratio of flexural stiffness of shearhead arm to that of the surrounding composite slab section

α_1 = orientation of distributed reinforcement in a strut

α_2 = orientation of reinforcement orthogonal to α_1 in a strut

α = تحديد زاوية لاتجاه التسليح.

α_c = معامل التحديد للخرسانة المساهمة المتصلة لمقاومة قوة القص الاسمية للجدار.

α_f = نسبة جساءة الانحناء لمقطع الكمرية إلى جساءة عرض البلاطة المترابط عرضيا مع خط المركز للبلاطات المجاورة ، إن وجدت ، على كل جانب من الكمرية.

α_{fm} = القيمة المتوسطة ل α_f لجميع الكمرات على أطراف البلاطة.

α_{f1} = α_f في اتجاه ℓ_1

α_{f2} = α_f باتجاه ℓ_2

α_i = الزاوية بين محور الركيزة والاسياخ في طبقة- i من تسليح مقطع الركيزة.

α_s = الثابت المستخدم لحساب V_c في البلاطات والركائز.

α_v = نسبة جساءة الانحناء لذراع shearhead إلى محيط مقطع البلاطة المركبة.

α_1 = اتجاه توزيع حديد التسليح في الركائز.

α_2 = اتجاه توزيع حديد التسليح المتعامد إلى α_1 في الركيزة.

COMMENTARY

التعليق

CODE**الكود**

β = ratio of long to short dimensions: clear spans for two-way slabs, sides of column, concentrated load or reaction area; or sides of a footing

β_b = ratio of area of reinforcement cut off to total area of tension reinforcement at section

β_{dns} = ratio used to account for reduction of stiffness of columns due to sustained axial loads

β_{ds} = the ratio of maximum factored sustained shear within a story to the maximum factored shear in that story associated with the same load combination

β_n = factor used to account for the effect of the anchorage of ties on the effective compressive strength of a nodal zone

β_s = factor used to account for the effect of cracking and confining reinforcement on the effective compressive strength of the concrete in a strut

β_t = ratio of torsional stiffness of edge beam section to flexural stiffness of a width of slab equal to span length of beam, center-to-center of supports

β_1 = factor relating depth of equivalent rectangular compressive stress block to depth of neutral axis

β = نسبة الأبعاد الطويلة إلى القصيرة: البحور الصافية للبلاطات ذات الاتجاهين ، جوانب العمود ، حمولة مركزة أو مساحة ردة الفعل أو جوانب الأساس.

β_b = نسبة مساحة التسليح الغير مستمرة إلى المساحة الكلية لتسليح الشد في المقطع.

β_{dns} = النسبة المستخدمة لحساب تخفيض جساءة الأعمدة بسبب الأحمال المحورية المستمرة.

β_{ds} = نسبة القص المستمر الأقصى المصعد في الطابق إلى القص الأقصى المصعد في ذلك الطابق كحد أقصى قص مرتبطة مع تركيبة الحمولة نفسها.

β_n = معامل يستخدم لحساب تأثير التثبيت للشداد على قوة الضغط الفعالة لمنطقة العقدة.

β_s = معامل يستخدم لحساب تأثير التشقق و حصر التسليح على مقاومة الخرسانة للضغط الفعال في الركيزة.

β_t = نسبة جساءة الالتواء لحافة مقطع الكمرية إلى جساءة الانحناء لعرض البلاطة المساوي لطول بحر الكمرية، من المركز إلى المركز للركائز.

β_1 = عامل يتعلق بعمق المستطيل المكافئ لكتلة أجهاد الضغط إلى عمق المحور المحايد.

γ_f = factor used to determine the fraction of M_{sc} transferred by slab flexure at slab-column connections

γ_p = factor used for type of prestressing reinforcement

γ_s = factor used to determine the portion of reinforcement located in center band of footing

γ_v = factor used to determine the fraction of M_{sc} transferred by eccentricity of shear at slab-column connections

COMMENTARY**التعليق**

CODE الكود

γ_f = معامل يستخدم لتحديد جزء من M_{sc} تنقل بواسطة أنحناء البلاطة في وصلات البلاطة - عمود.
 γ_p = معامل يستخدم لنوع التسليح للأجهاد المسبق.
 γ_s = معامل يستخدم لتحديد جزء التسليح الموجود في نطاق مركز الأساس.
 γ_v = معامل يستخدم لتحديد جزء M_{sc} المنقولة بواسطة اللامركزية للقص في وصلات البلاطة - عمود.

δ = moment magnification factor used to reflect effects of member curvature between ends of a compression member
 δ_s = moment magnification factor used for frames not braced against sidesway, to reflect lateral drift resulting from lateral and gravity loads
 δ_u = design displacement, in.

δ = معامل تكبير العزم المستخدم لإعادة التأثيرات على أنحناء العنصر بين نهايات عنصر الضغط.
 δ_s = معامل تكبير العزم المستخدم للإطارات الغير مثبتة ضد الازاحات ، لإعادة الانحراف الجانبي الناتج عن الأحمال الجانبية والرأسية.
 δ_u = الازاحة التصميمية ، مم .

Δ_{cr} = calculated out-of-plane deflection at midheight of wall corresponding to cracking moment M_{cr} , mm.
 Δ_n = calculated out-of-plane deflection at midheight of wall corresponding to nominal flexural strength M_n , mm.
 Δ_o = relative lateral deflection between the top and bottom of a story due to V_{us} , mm.

Δf_p = increase in stress in prestressing reinforcement due to factored loads, MPa
 Δf_{ps} = stress in prestressing reinforcement at service loads less decompression stress, MPa
 Δ_r = residual deflection measured 24 hours after removal of the test load. For the first load test, residual deflection is measured relative to the position of the structure at the beginning of the first load test. For the second load test, residual deflection is measured relative to the position of the structure at the beginning of the second load test, mm.
 Δ_s = out-of-plane deflection due to service loads, mm.
 Δ_u = calculated out-of-plane deflection at midheight of wall due to factored loads, mm.
 Δ_x = design story drift of story x, mm.
 Δ_1 = maximum deflection, during first load test, measured 24 hours after application of the full test load, mm.
 Δ_2 = maximum deflection, during second load test, measured 24 hours after application of the full test load. Deflection is measured relative to the position of the structure at the beginning of the second load test, mm.

COMMENTARY التعليق

CODE الكود

Δ_{cr} = التشوه الخارجي المحسوب عند منتصف ارتفاع الجدار المقابلة لعزم التشرخ M_{cr} ، مم .

Δ_n = التشوه الخارجي المحسوب عند منتصف ارتفاع الجدار المقابلة لقوة الانحناء الاسمية M_n ، مم .

Δ_o = التشوه الجانبي المتصل بين اعلى واسفل الطابق بسبب V_{us} ، مم .

Δf_p = زيادة الإجهاد في تسليح الإجهاد المسبق بسبب الأحمال المصعدة ، MPa

Δf_{ps} = الإجهاد في تسليح الإجهاد المسبق بسبب الأحمال الخدمية أقل من إجهاد اللاضغط ، MPa

Δ_r = التشوه المتبقي بعد 24 ساعة من إزالة حمل الاختبار. حمل الاختبار الأولي، التشوه المتبقي هي مقاسة نسبتا الى موقع الهيكل في بداية حمل الاختبار الأولي. لحمل الاختبار الثاني، يتم قياس التشوه المتبقي بالنسبة إلى موضع الهيكل في بداية حمل الاختبار الثاني، مم .

Δ_s = التشوه الخارجي بسبب الأحمال الخدمية ، مم .

Δ_u = التشوه المحسوب الخارجي عند منتصف ارتفاع الجدار بسبب الأحمال المصعدة ، مم .

Δ_x = الانحراف الطائفي التصميمي للطابق x ، مم .

Δ_1 = أقصى تشوه ، أثناء حمل الاختبار الأولي ، تم قياسه بعد 24 ساعة من تطبيق حمل الاختبار الكامل ، مم .

Δ_2 = أقصى تشوه ، أثناء حمل الاختبار الثاني ، تم قياسه بعد 24 ساعة من تطبيق حمل الاختبار الكامل. يتم قياس التشوه بالنسبة إلى موضع الهيكل في بداية حمل الاختبار الثاني، مم .

ϵ_t = net tensile strain in extreme layer of longitudinal tension reinforcement at nominal strength, excluding strains due to effective prestress, creep, shrinkage, and temperature

ϵ_{ty} = value of net tensile strain in the extreme layer of longitudinal tension reinforcement used to define a compression-controlled section.

ϵ_t = أنفعال الشد الصافي في الطبقة الخارجية من تسليح الشد الطولي عند القوة الاسمية ، باستثناء الأنفعال بسبب الإجهاد المسبق الفعال ، الزحف ، الانكماش ودرجة الحرارة.

ϵ_{ty} = قيمة أنفعال الشد الصافي في الطبقة الخارجية من تسليح الشد الطولي المستخدم في تحديد مقطع الضغط المتحكم.

θ = angle between axis of strut, compression diagonal, or compression field and the tension chord of the members

θ = الزاوية بين محور الركيزة ، والضغط القطري ، أو نطاق الضغط وكابل الشد في العناصر.

λ = modification factor to reflect the reduced mechanical properties of lightweight concrete relative to normalweight concrete of the same compressive strength

λ_a = modification factor to reflect the reduced mechanical properties of lightweight concrete in certain concrete anchorage applications

λ_Δ = multiplier used for additional deflection due to long-term effects

COMMENTARY التعليق

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

λ = معامل التعديل لإعادة الخواص الميكانيكية المخفضة للخرسانة خفيفة الوزن نسبة إلى الخرسانة العادية من نفس مقاومة الضغط.
 λ_a = عامل تعديل لإعادة الخواص الميكانيكية المخفضة للخرسانة خفيفة الوزن في التطبيقات المحددة في خرسانة التثبيت.
 λ_{Δ} = المضاعف المستخدم للتشوه الإضافي بسبب التأثيرات طويلة المدى.

μ = coefficient of friction

ξ = time-dependent factor for sustained load

ρ = ratio of A_s to bd

ρ' = ratio of A_s' to bd

ρ_ℓ = ratio of area of distributed longitudinal reinforcement to gross concrete area perpendicular to that reinforcement

ρ_p = ratio of A_{ps} to bd_p

ρ_s = ratio of volume of spiral reinforcement to total volume of core confined by the spiral, measured out-to-out of spirals

ρ_t = ratio of area of distributed transverse reinforcement to gross concrete area perpendicular to that reinforcement

ρ_v = ratio of tie reinforcement area to area of contact surface

ρ_w = ratio of A_s to $b_w d$

μ = معامل الاحتكاك.

ξ = معامل معتمد على الوقت للحمل المستمر.

ρ = نسبة A_s لـ bd

ρ' = نسبة A_s' إلى bd

ρ_ℓ = نسبة مساحة التسليح الطولي الموزع إلى المساحة الكلية للخرسانة المتعامدة على ذلك تسليح.

ρ_p = نسبة A_{ps} إلى bd_p

ρ_s = نسبة حجم التسليح الحلزوني إلى الحجم الكلي للنواة المحصورة من خلال الحلزون، مقاس من خارج إلى خارج الحلزونات.

ρ_t = نسبة مساحة التسليح العرضي الموزع إلى المساحة الكلية للخرسانة المتعامدة مع ذلك تسليح.

ρ_v = نسبة مساحة تسليح الشد إلى منطقة سطح التلامس.

ρ_w = نسبة A_s كما $b_w d$

ϕ = strength reduction factor

τ_{cr} = characteristic bond stress of adhesive anchor in cracked concrete, MPa

τ_{uncr} = characteristic bond stress of adhesive anchor in uncracked concrete, MPa

ϕ = معامل تخفيض المقاومة.

τ_{cr} = إجهاد الترابط المخصصة لمسمار لاصق في الخرسانة المتشققة، MPa
 τ_{uncr} = إجهاد الترابط المخصصة لمسمار لاصق في الخرسانة الغير متشققة، MPa

ψ_c = factor used to modify development length based on cover

$\psi_{c,N}$ = factor used to modify tensile strength of anchors based on presence or absence of cracks in concrete

$\psi_{c,P}$ = factor used to modify pullout strength of anchors based on presence or absence of cracks in concrete

$\psi_{c,V}$ = factor used to modify shear strength of anchors based on presence or absence of cracks in concrete

and presence or absence of supplementary reinforcement

CODE الكود

$\psi_{cp,N}$ = factor used to modify tensile strength of postinstalled anchors intended for use in uncracked concrete without supplementary reinforcement to account for the splitting tensile stresses due to installation

$\psi_{cp,Na}$ = factor used to modify tensile strength of adhesive anchors intended for use in uncracked concrete without supplementary reinforcement to account for the splitting tensile stresses due to installation

ψ_e = factor used to modify development length based on reinforcement coating

$\psi_{ec,N}$ = factor used to modify tensile strength of anchors based on eccentricity of applied loads

$\psi_{ec,Na}$ = factor used to modify tensile strength of adhesive anchors based on eccentricity of applied loads

$\psi_{ec,V}$ = factor used to modify shear strength of anchors based on eccentricity of applied loads

$\psi_{ed,N}$ = factor used to modify tensile strength of anchors based on proximity to edges of concrete member

$\psi_{ed,Na}$ = factor used to modify tensile strength of adhesive anchors based on proximity to edges of concrete member

$\psi_{ed,V}$ = factor used to modify shear strength of anchors based on proximity to edges of concrete member

$\psi_{h,V}$ = factor used to modify shear strength of anchors located in concrete members with $h_a < 1.5c_{a1}$

ψ_r = factor used to modify development length based on confining reinforcement

ψ_s = factor used to modify development length based on reinforcement size

ψ_t = factor used to modify development length for casting location in tension

ψ_w = factor used to modify development length for welded deformed wire reinforcement in tension

Ω_o = amplification factor to account for overstrength of the seismic-force-resisting system determined in accordance with the general building code

ψ_c = معامل يستخدم لتعديل طول التثبيت بناءً على التغطية.

$\psi_{c,N}$ = معامل يستخدم لتعديل قوة الشد للمسمار على أساس وجود أو عدم وجود تشققات في الخرسانة.

$\psi_{c,P}$ = معامل يستخدم لتعديل قوة الانسحاب في المسامير على أساس وجود أو عدم وجود تشققات في الخرسانة.

$\psi_{c,V}$ = معامل يستخدم لتعديل قوة القص للمسامير على أساس وجود أو عدم وجود تشققات في الخرسانة وجود أو عدم وجود التسليح الإضافي.

$\psi_{cp,N}$ = معامل يستخدم لتعديل قوة الشد للمسامير المثبتة مسبقاً مخصصة للاستخدام في الخرسانة الغير مشققة دون التسليح الإضافي لحساب أجهادات الشد التشققية بسبب التركيب.

$\psi_{cp,Na}$ = معامل يستخدم لتعديل قوة الشد للمسامير اللاصقة مخصصة للاستخدام في الخرسانة الغير مشققة دون التسليح الإضافي لحساب أجهادات الشد التشققية بسبب التركيب.

ψ_e = معامل يستخدم لتعديل طول التثبيت بناءً على تسليح التغطية.

$\psi_{ec,N}$ = معامل يستخدم لتعديل قوة الشد للمسامير على أساس اللامركزية للأحمال المطبقة.

COMMENTARY التعليق

CODE الكود

$\psi_{ec,Na}$ = معامل يستخدم لتعديل قوة الشد للمسامير اللاصقة على أساس اللامركزية للأحمال المطبقة.
 $\psi_{ec,V}$ = معامل يستخدم لتعديل قوة القص للمسامير على أساس اللامركزية للأحمال المطبقة.
 $\psi_{ed,N}$ = معامل يستخدم لتعديل قوة الشد للمسامير على أساس القرب من حواف العنصر الخرساني.
 $\psi_{ed,Na}$ = معامل يستخدم لتعديل قوة الشد للمسامير اللاصقة على أساس القرب من حواف العنصر الخرساني.
 $\psi_{ed,V}$ = معامل يستخدم لتعديل قوة القص للمسامير على أساس القرب من حواف العنصر الخرساني.
 $\psi_{h,V}$ = معامل يستخدم لتعديل قوة القص للمسامير التي تقع في العناصر الخرسانية مع $h_a < 1.5c_{a1}$
 ψ_r = معامل يستخدم لتعديل طول التثبيت بناءً على التسليح المغلق.
 ψ_s = معامل يستخدم لتعديل طول التثبيت بناءً على حجم التسليح.
 ψ_t = معامل يستخدم لتعديل طول التثبيت لـ الصب الموقعي في الشد.
 ψ_w = معامل يستخدم لتعديل طول التثبيت لـ التسليح الحلزوني الملحوم في الشد.
 Ω_o = معامل التضخيم لحساب الانفعال الزائد من نظام مقاومة قوى الزلازل المحدد وفقاً لكود البناء الموحد.

COMMENTARY التعليق

CODE الكود

2.3—Terminology

adhesive—chemical components formulated from organic polymers, or a combination of organic polymers and inorganic materials that cure if blended together.

2.3 المصطلحات

مادة لاصقة - مكونات كيميائية تم صياغتها من البوليمرات العضوية، أو مزيج من البوليمرات العضوية والمواد غير عضوية التي تعالج إذا تم مزجها معًا.

admixture—material other than water, aggregate, or hydraulic cement, used as an ingredient of concrete and added to concrete before or during its mixing to modify its properties.

الخليط - مواد أخرى من الماء أو الركام أو الاسمنت الهيدروليكي، يستخدم كمحتوى للخرسانة ويضاف إلى الخرسانة قبل أو أثناء خلطها لتعديل خصائصها.

aggregate—granular material, such as sand, gravel, crushed stone, and iron blast-furnace slag, used with a cementing medium to form concrete or mortar.

الركام - المواد الحبيبية، مثل الرمل والحصى، الحجر المكسر، وخبث الفرن، وتستخدم مع دعائم متوسطة لتشكيل الخرسانة أو الاسمنت.

aggregate, lightweight—aggregate meeting the requirements of **ASTM C330** and having a loose bulk density of 1120 kg/m³ or less, determined in accordance with **ASTM C29**.

الركام ، خفيفة الوزن - تجمع الحصى لمتطلبات **ASTM C330** وذات كثافة سائبة 1120 kg/m³ أو أقل ، محددة وفقًا لـ **ASTM C29**.

anchor—a steel element either cast into concrete or post-installed into a hardened concrete member and used to transmit applied loads to the concrete.

مسمار - عنصر الحديد إما تضاف في الخرسانة أو بعد تثبيت في عنصر الخرسانة المتصلبة وتستخدم ل نقل الأحمال المطبقة على الخرسانة.

anchor, adhesive—a post-installed anchor, inserted into hardened concrete with an anchor hole diameter not greater than 1.5 times the anchor diameter, that transfers loads to the concrete by bond between the anchor and the adhesive, and bond between the adhesive and the concrete.

COMMENTARY التعليق

R2.3—Terminology

R2.3-المصطلحات

aggregate, lightweight—In some standards, the term “lightweight aggregate” is being replaced by the term “lowdensity aggregate.”

الركام ، خفيف الوزن - في بعض المعايير ، يتم استبدال مصطلح "الركام الخفيف" بمصطلح "ركام منخفض الكثافة".

anchor—Cast-in anchors include headed bolts, hooked bolts (J- or L-bolt), and headed studs. Post-installed anchors include expansion anchors, undercut anchors, and adhesive anchors; steel elements for adhesive anchors include threaded rods, deformed reinforcing bars, or internally threaded steel sleeves with external deformations. Anchor types are shown in Fig. R2.1.

مسمار - تشمل المسامير المصبوبة في الموقع مسامير ذات رأس، ومسامير ذات (J-or-L-bolt)، ومسامير مسننة. تتضمن المسامير بعد التثبيت مسامير توسعة، ومسامير ارتدادية، ومسامير لاصقة؛ تشمل العناصر الفولاذية المسامير اللاصقة كابلات حلزونية، أسياخ التسليح المحلزن، أو فولاذية مترابطة داخليا مع حلزونات خارجية. يتم إظهار أنواع للمسمار في الشكل. **R2.1**

anchor, adhesive—The design model included in **Chapter 17** for adhesive anchors is based on the behavior of anchors with hole diameters not exceeding 1.5 times the anchor diameter. Anchors with hole diameters exceeding 1.5 times the anchor diameter behave differently and are therefore excluded from the scope of Chapter 17 and **ACI 355.4**. To limit shrinkage and reduce displacement under load, most adhesive anchor systems require the annular gap to be as narrow as practical while still maintaining sufficient clearance for insertion of the anchor element in the adhesive filled hole and ensuring complete coverage of the bonded area over the embedded length. The annular gap for reinforcing bars is generally greater than that for threaded rods. The required hole size is provided in the Manufacturer's Printed Installation Instructions (MPII).

CODE الكود

مسمار، لاصق - مسمار بعد التثبيت، تضاف إلى الخرسانة المتصلبة مع قطر حفرة مسمار ليست أكبر من 1.5 مرة قطر المسمار، التي تنقل الأحمال إلى الخرسانة بالترابط بين مسمار واللاصق، والترابط بين اللاصق والخرسانة.

anchor, cast-in—headed bolt, headed stud, or hooked bolt installed before placing concrete.

مسمار، مصبوب في الموقع، رأس المسمار، رأس مسمار كبير، أو عكفة المسمار المثبتة قبل وضع الخرسانة.

anchor, expansion—post-installed anchor, inserted into hardened concrete that transfers loads to or from the concrete by direct bearing or friction, or both.

مسمار، التوسعة، مسمار بعد التثبيت، تضاف إلى الخرسانة المتصلبة التي تنقل الأحمال إلى أو من الخرسانة بواسطة التحميل المباشر أو الاحتكاك، أو كليهما.

anchor, horizontal or upwardly inclined—Anchor installed in a hole drilled horizontally or in a hole drilled at any orientation above horizontal.

مسمار، أفقي أو مائل لأعلى - مسمار مثبتة في حفرة حفر أفقياً أو في حفرة في أي اتجاه إلى الأعلى أفقياً.

anchor, post-installed—anchor installed in hardened concrete; adhesive, expansion, and undercut anchors are examples of post-installed anchors.

مسمار، بعد التثبيت، مسمار مثبتة في الخرسانة المتصلبة؛ لاصقة، التوسعة، وللمسامير الارتدادية هي أمثلة على المسامير بعد التثبيت.

anchor, undercut—post-installed anchor that develops its tensile strength from the mechanical interlock provided by undercutting of the concrete at the embedded end of the anchor. Undercutting is achieved with a special drill before installing the anchor or alternatively by the anchor itself during its installation.

مسمار، ارتدادي، مسمار بعد التثبيت التي تطورها قوة الشد من التشابك الميكانيكي المتوفرة من خلال التقليل من الخرسانة في النهاية المدفونة للمسمار. يتم تحقيق الارتداد قبل تثبيت المسمار أو بدلاً من المسمار نفسه خلال تركيبه.

anchor group—a number of similar anchors having approximately equal effective embedment depths with spacing s between adjacent anchors such that the projected areas overlap.

COMMENTARY التعليق

مسمار، لاصق - يعتمد نموذج التصميم المدرج في الفصل 17 للمسامير اللاصقة على سلوك المسامير ذات أقطار الثقوب التي لا تتجاوز 1.5 أضعاف قطر المسمار. تركز المسامير ذات أقطار الثقوب التي تزيد عن 1.5 مرة على أن قطر المسمار تتصرف بشكل مختلف وبالتالي يتم استبعادها من نطاق الفصل 17 و ACI 355.4 إلى الحد من الانكماش والحد من الإزاحة تحت الحمل، تتطلب معظم أنظمة التثبيت اللاصقة الفجوة الحلقي لتكون ضيقة مثل العملية مع الحفاظ على التخليص بعيداً لإدخال عنصر التثبيت في الثقب اللولبي اللاصق وضمان التغطية الكاملة للمنطقة المترابطة على طول الغرز. الفجوة الحلقيّة لأسياخ التسليح أكبر بشكل عام من الكابلات الحلزونية. يتم توفير حجم الثقب المطلوب في إرشادات التثبيت المطبوعة للشركة الصانعة (MPII).

anchor, expansion—Expansion anchors may be torquecontrolled, where the expansion is achieved by a torque acting on the screw or bolt; or displacement controlled, where the expansion is achieved by impact forces acting on a sleeve or plug and the expansion is controlled by the length of travel of the sleeve or plug.

مسمار، التوسعة - قد تكون مسامير التوسعة قابلة للانعكاس، حيث يتم تحقيق التوسعة بواسطة عزم دوران يعمل على المسمار أو المفك؛ أو التحكم في الإزاحة، حيث يتم تحقيق التوسعة من خلال قوى الصدم التي تعمل على الجلبة أو السدادة ويتم التحكم في التوسعة بطول سفرة الجلبة أو السدادة.

anchor, horizontal or upwardly inclined—Figure R2.2 illustrates the potential hole orientations for horizontal or upwardly inclined anchors.

مسمار، أفقي أو مائل لأعلى - يوضح الشكل R2.2 اتجاهات الثقوب المحتملة للمسامير الأفقية أو مائلة لأعلى.

CODE

الكود

مجموعة من المسامير - عدد من المسامير المماثلة تمتلك تقريباً تساوي في أعماق الغرس الفعالة مع التباعد بين المسامير المجاورة بحيث تكون مسقطة في مناطق التداخل.

anchor pullout strength—the strength corresponding to the anchoring device or a major component of the device sliding out from the concrete without breaking out a substantial portion of the surrounding concrete.

قوة الانسحاب للمسمار - القوة المقابلة ل جهاز التثبيت أو أحد المكونات الرئيسية للجهاز ينزلق من الخرسانة دون اختراق جزء كبير من الخرسانة المحيطة بها.

anchorage device—in post-tensioned members, the hardware used to transfer force from prestressed reinforcement to the concrete.

جهاز التثبيت - في عناصر ما بعد الشد، الأجهزة المستخدمة لنقل القوة من تسليح الإجهاد المسبق إلى الخرسانة.

anchorage device, basic monostrand—anchorage device used with any single strand or a single 15 mm. or smaller diameter bar that is in accordance with 25.8.1, 25.8.2, and 25.9.3.1(a).

جهاز التثبيت، الكابل الاحادي الأساسي - جهاز التثبيت تستخدم مع أي كابل واحد 15 مم. أو أصغر قطر السليخ الذي يتوافق مع 25.8.1 و 25.8.2 و 25.9.3.1 (أ).

anchorage device, basic multistrand—anchorage device used with multiple strands, bars, or wires, or with single bars larger than 15 mm. diameter that satisfies 25.8.1, 25.8.2 and 25.9.3.1(b).

جهاز التثبيت، الكابل المتعدد الأساسي - جهاز التثبيت تستخدم مع عدة كابلات، أو أسياخ، أو أسلاك، أو أسياخ أحادية أكبر من 15 مم. القطر المطلوب 25.8.1 ، 25.8.2 و 25.9.3.1 (ب).

anchorage device, special—anchorage device that satisfies tests required in 25.9.3.1(c).

COMMENTARY

التعليق

anchor group—For all potential failure modes (steel, concrete breakout, pullout, side-face blowout, and pryout), only those anchors susceptible to a particular failure mode should be considered when evaluating the strength associated with that failure mode.

مجموعة من المسامير - بالنسبة لجميع أنماط الفشل المحتملة (الفلاد، وأختراق الخرسانة، والانسحاب، والانفجار الجانبي، pryout)، يجب فقط النظر في تلك المسامير المعرضة لنمط معين للفشل عند تقييم المقاومة المرتبطة بأسلوب الفشل هذا.

anchorage device—Most anchorage devices for post tensioning are standard manufactured devices available from commercial sources. In some cases, non-standard details or assemblages are developed that combine various wedges and wedge plates for anchoring prestressed reinforcement. Both standard and non-standard anchorage devices may be classified as basic anchorage devices or special anchorage devices as defined in this Code and AASHTO LFRDUS.

جهاز التثبيت - معظم أجهزة التثبيت للشد اللاحق هي الأجهزة المصنعة القياسية المتاحة من المصادر التجارية. في بعض الحالات، يتم تطوير التفاصيل أو التجميعات الغير قياسية التي تجمع بين مختلف الأوتاد وصفائح الأوتاد لتثبيت التسليح مسبق الإجهاد. يمكن تصنيف كل من أجهزة التثبيت القياسية وغير القياسية كأجهزة تثبيت أساسية أو أجهزة تثبيت خاصة كما تم رفضها في هذا الكود و AASHTO LFRDUS.

anchorage device, basic—Devices that are so proportioned that they can be checked analytically for compliance with bearing stress and stiffness requirements without having to undergo the acceptance-testing program required of special anchorage devices.

جهاز التثبيت، أجهزة أساسية -الأجهزة متناسبة إلى حد كبير بحيث يمكن فحصها تحليلياً للامتثال مع أجهاد التحميل ومتطلبات الجساءة دون الحاجة إلى اجتياز لبرنامج اختبار القبول المطلوب من أجهزة تثبيت خاصة.

anchorage device, special—Special anchorage devices are any devices (monostrand or multistrand) that do not meet the relevant PTI or AASHTO LFRDUS bearing stress and, where applicable, stiffness requirements. Most commercially marketed multi-bearing surface anchorage devices are special anchorage devices. As provided in 25.9.3, such devices can be used only if they have been shown experimentally to be in compliance with the AASHTO requirements. This demonstration of compliance will ordinarily be furnished by the device manufacturer.

جهاز التثبيت، الخاص - أجهزة التثبيت الخاصة هي أية أجهزة (أحادية المسمار أو متعددة المسامير) لا تلبي صلة PTI أو أجهاد التحميل AASHTO LFRDUS ، وحيثما ينطبق ذلك ، متطلبات الجساءة. إن معظم أجهزة تثبيت سطح متعدد التحميل المسوقة تجارياً هي أجهزة تثبيت خاصة. وفقاً لما هو منصوص عليه في البند 25.9.3، لا يمكن استخدام هذه الأجهزة إلا إذا تم عرضها تجريبياً وفقاً لمتطلبات AASHTO. سيتم عادة تقديم هذا العرض من الامتثال من قبل الشركة المصنعة للجهاز.

CODE الكود

anchorage zone—in post-tensioned members, portion of the member through which the concentrated prestressing force is transferred to concrete and distributed more uniformly across the section; its extent is equal to the largest dimension of the cross section; for anchorage devices located away from the end of a member, the anchorage zone includes the disturbed regions ahead of and behind the anchorage device.

منطقة التثبيت - في عناصر ما بعد الشد، جزء من العنصر يتم عبه نقل قوة الإجهاد المسبق المركز إلى الخرسانة وتوزيعها بشكل أكثر انتظاماً عبر المقطع؛ التوسعة يساوي أكبر بعد للمقطع العرضي. لأجهزة التثبيت الواقعة بعيداً من نهاية العنصر، تشمل منطقة التثبيت المناطق المضطربة أمام وخلف جهاز التثبيت.

attachment—structural assembly, external to the surface of the concrete, that transmits loads to or receives loads from the anchor.

المرفق - تجميع الهيكل، خارجياً على سطح الخرسانة، التي تنقل الأحمال إلى أو يتلقى الأحمال من المسمار.

B-region—portion of a member in which it is reasonable to assume that strains due to flexure vary linearly through section.

منطقة B - جزء من عنصر التي تكون معقولة لنفترض أن الانفعالات بسبب الانحناء المختلف خطياً من خلال المقطع.

base of structure—level at which horizontal earthquake ground motions are assumed to be imparted to a building. This level does not necessarily coincide with the ground level.

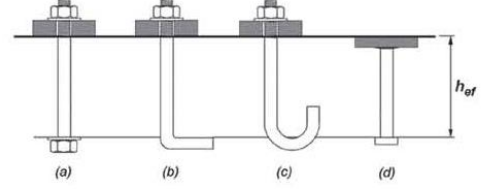
قاعدة المنشأ - مستوى في الزلزال الأفقي يفترض نقل الحركة الأرضية إلى مبنى. هذه المستوى لا يتطابق بالضرورة مع مستوى الأرض.

beam—member subjected primarily to flexure and shear, with or without axial force or torsion; beams in a moment frame that forms part of the lateral-force-resisting system are predominantly horizontal members; a girder is a beam.

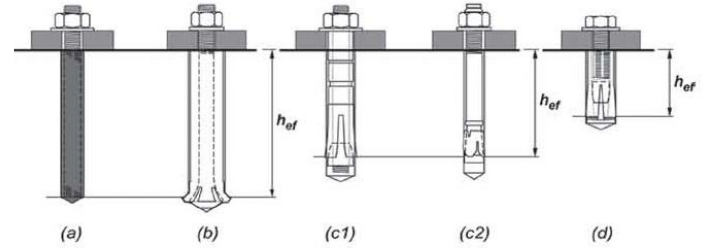
كمر - عنصر يتعرض مبدئياً إلى الانحناء والقص، مع أو بدون قوة محورية أو الالتواء. الكمرات في عزم الإطار الذي يشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الجانبية هي في الغالب عناصر أفقية؛ العارضة هي كمر.

boundary element—portion along wall and diaphragm edge, including edges of openings, strengthened by longitudinal and transverse reinforcement.

COMMENTARY التعليق



1) Cast-in anchors: (a) hex head bolt with washer; (b) L-bolt; (c) J-bolt; and (d) welded headed stud.



3) Post-installed anchors: (a) adhesive anchor; (b) undercut anchor; (c) torque-controlled expansion anchors ((c1) sleeve-type and (c2) stud-type); and (d) drop-in type displacement-controlled expansion anchor.

Fig. R2.1 Types of anchors.

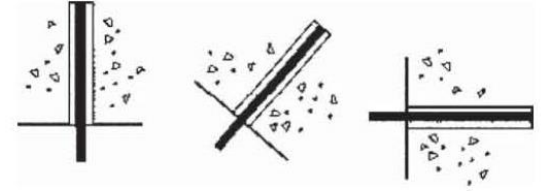


Fig. R2.2 Possible orientations of overhead, upwardly inclined, or horizontal anchors.

anchorage zone—In post-tensioned members, the portion of the member through which the concentrated prestressing force is transferred to the concrete and distributed more uniformly across the section. Its extent is equal to the largest dimension of the cross section. For anchorage devices located away from the end of a member, the anchorage zone includes the disturbed regions ahead of and behind the anchorage devices. Refer to Fig. R2.5.9.1.1b.

منطقة التثبيت - في العناصر ما بعد الشد، يتم نقل جزء من العنصر الذي يتم خلاله نقل قوة الإجهاد المسبق المركزة إلى الخرسانة وتوزيعها بشكل أكثر انتظاماً عبر المقطع. حجمها يساوي البعد الأكبر في المقطع العرضي. بالنسبة لأجهزة التثبيت الواقعة بعيداً عن نهاية العنصر، تشمل منطقة التثبيت على المناطق المضطربة أمام أجهزة التثبيت وخلفها. ارجع إلى الشكل R.9.9.1.1b.

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

حدود العنصر - جزء على طول الجدار وحافة الغشاء الانشائي، بما في ذلك حواف الفتحات، مدعومة بالتسليح الطولية والعرضية.

breakout strength, concrete—strength corresponding to a volume of concrete surrounding the anchor or group of anchors separating from the member.

قوة الاختراق، الخرسانة - القوة المقابلة لحجم من الخرسانة المحيطة بالمسمار أو مجموعة من المسمار الفاصلة عن العنصر.

building official—term used to identify the Authority having jurisdiction or individual charged with administration and enforcement of provisions of the building code. Such terms as building commissioner or building inspector are variations of the title, and the term “building official” as used in this Code, is intended to include those variations, as well as others that are used in the same sense.

مسؤول البناء - مصطلح يستخدم لتحديد السلطة التي تمتلك اختصاص أو تكليف مستقل بإدارة وتنفيذ أحكام كود البناء. مثل مفوض البناء أو مفتش البناء هي اختلافات في العنوان، والمصطلح "مسؤول البناء" المستخدمة في هذه الكود، تهدف إلى تضمين تلك الاختلافات، مثل الآخرين التي تستخدم في نفس المعنى.

cementitious materials—materials that have cementing value if used in concrete either by themselves, such as Portland cement, blended hydraulic cements, and expansive cement; or such materials in combination with fly ash, other raw or calcined natural pozzolans, silica fume, and slag cement.

المواد الأسمنتية - المواد التي لديها قيمة أسمنتية إذا استخدمت في الخرسانة بواسطتها، مثل أسمنت بورتلاند، الأسمنت الهيدروليكي المخلوط، والأسمنت غالي الثمن؛ أو مثل هذه المواد في تركيبة مع انحناء الرماد، وغيرها الخام أو البزموط الطبيعي المكلس، دخان السيليكا، وأسمنت الخبث.

collector—element that acts in axial tension or compression to transmit forces between a diaphragm and a vertical element of the lateral-force-resisting system.

المجمع - عنصر يعمل في الشد أو الضغط المحوري لنقل القوى بين الغشاء الانشائي والعنصر الرأسي في نظام مقاومة القوة الجانبية.

column—member, usually vertical or predominantly vertical, used primarily to support axial compressive load, but that can also resist moment, shear, or torsion. Columns used as part of a lateral-force-resisting system resist combined axial load, moment, and shear. See also **moment frame**.

عمود - عنصر، عادة ما يكون عمودياً أو غالباً رأسي، يستخدم في المقام الأول لدعم حمل الضغط المحوري، ولكن هذا أيضاً يمكن أن يقاوم العزم أو القص أو الالتواء. الأعمدة تستخدم كجزء من نظام مقاومة القوة الجانبية المقاوم للحمل المحوري المركب والعزم والقص. انظر أيضاً عزم الإطار.

CODE الكود

column capital—enlargement of the top of a concrete column located directly below the slab or drop panel that is cast monolithically with the column.

تاج العمود - توسيع الجزء العلوي من خرسانة العمود الموجود مباشرة أسفل البلاطة أو سقوط البلاطة الذي يصب مع العمود.

compliance requirements—construction-related code requirements directed to the contractor to be incorporated into construction documents by the licensed design professional, as applicable.

متطلبات الامتثال - متطلبات الكود المتعلقة بالبناء موجهة إلى المقاول لإدراجها في وثائق البناء من قبل محترف التصميم المرخص، حسب الاقتضاء.

composite concrete flexural members—concrete flexural members of precast or cast-in-place concrete elements, constructed in separate placements but connected so that all elements respond to loads as a unit.

العناصر الخرسانية المركبة - العناصر الخرسانية مسبقة الصب أو المصبوبة في الموقع، شيدت في مواضع منفصلة لكنها متصلة بحيث كل العناصر مستجابة للأحمال كوحدة واحدة.

compression-controlled section—cross section in which the net tensile strain in the extreme tension reinforcement at nominal strength is less than or equal to the compression controlled strain limit.

مقطع تحكم الضغط - مقطع عرضي فيه أنفعال الشد الصافي في الياف تسليح الشد عند القوة الاسمية أقل من أو تساوي حد انفعال الضغط المتحكم.

compression-controlled strain limit—net tensile strain at balanced strain conditions.

حد انفعال الضغط المتحكم - أنفعال الشد الصافي في حالات انفعال التوازن.

concrete—mixture of portland cement or any other cementitious material, fine aggregate, coarse aggregate, and water, with or without admixtures.

الخرسانة - خليط من الاسمنت البورتلاندي أو أي مادة اسمنتية، ركام ناعم، الركام الخشن، والماء، مع أو بدون إضافات.

concrete, all-lightweight—lightweight concrete containing only lightweight coarse and fine aggregates that conform to **ASTM C330**.

COMMENTARY التعليق

compliance requirements—Although primarily directed to the contractor, the compliance requirements are also commonly used by others involved with the project.

متطلبات الامتثال - على الرغم من أنها موجهة في المقام الأول إلى المقاول، إلا أن متطلبات الامتثال تستخدم بشكل شائع من قبل الآخرين المشاركين في المشروع.

CODE الكود

concrete, lightweight—concrete containing lightweight aggregate and having an equilibrium density, as determined by **ASTM C567**, between 1440 and 1840 kg/m³.

الخرسانة، وخفيفة الوزن - الخرسانة التي تحتوي على وزن خفيف من الركام ولها كثافة متزنة، كما هو محدد بواسطة **ASTM C567** ، بين 1440 و 1840 kg/m³.

concrete, nonprestressed—reinforced concrete with at least the minimum amount of nonprestressed reinforcement and no prestressed reinforcement; or for two-way slabs, with less than the minimum amount of prestressed reinforcement.

الخرسانة، غير مسبقة الاجهاد - الخرسانة المسلحة مع في أقل كمية من التسليح غير مسبقة الاجهاد وبدون تسليح مسبق؛ للبلاطات ذات الاتجاهين، مع أقل كمية من التسليح مسبق الإجهاد.

concrete, normalweight—concrete containing only coarse and fine aggregates that conform to **ASTM C33**.

الخرسانة، الوزن الطبيعي - الخرسانة التي تحتوي فقط الركام الخشن والناعم التي تتوافق مع **ASTM C33**.

concrete, plain—concrete with no reinforcement or with reinforcement less than the minimum amount specified for reinforced concrete.

الخرسانة، العادية - خرسانة مع عدم وجود تسليح أو مع تسليح أقل كمية من التسليح المحدد للخرسانة المسلحة.

concrete, precast—concrete element cast elsewhere than its final position in the structure.

الخرسانة، مسبقة الصب - عنصر خرساني مصبوب في مكان آخر غير موقع المنشأ.

concrete, prestressed—concrete in which internal stresses have been introduced to reduce potential tensile stresses in concrete resulting from service loads.

الخرسانة، الإجهاد المسبق - الخرسانة التي تمتلك أجهادات داخلية مسبقة للتقليل من أجهادات الشد المحتملة في الخرسانة الناتجة عن الحمولات الخدمية.

concrete, reinforced—concrete reinforced with at least the minimum amounts of nonprestressed or prestressed reinforcement required by this Code.

COMMENTARY التعلي

concrete, normalweight—Normalweight concrete typically has a density (unit weight) between 2155 and 2560 kg/m³, and is normally taken as 2320 to 2400 kg/m³.

الخرسانة، الوزن الطبيعي - عادة ما تكون الخرسانة ذات الوزن الطبيعي (وحدة الوزن) بين 2155 و 2560 kg/m³، وعادة ما يتم أخذها من 2320 إلى 2400 kg/m³.

concrete, plain—The presence of reinforcement (nonprestressed or prestressed) does not exclude the member from being classified as plain concrete.

الخرسانة، العادية - لا يؤدي وجود التسليح (غير مسبقة الاجهاد أو مسبقة الاجهاد) إلى استبعاد العنصر من تصنيفه كخرسانة عادية.

concrete, prestressed—The term “prestressed concrete” includes members with unbonded tendons or bonded prestressing reinforcement. Although the behavior of a prestressed member with unbonded tendons may vary from that of members with bonded prestressed reinforcement, bonded and unbonded prestressed concrete are combined with conventionally reinforced concrete under the generic term “reinforced concrete.” Provisions common to both prestressed and conventionally reinforced concrete are integrated to avoid overlapping and conflicting provisions.

الخرسانة، مسبقة الاجهاد - يشمل مصطلح "الخرسانة سابقة الإجهاد" العناصر ذات كابلات الشد المرتبطة أو للتسليح مسبق الإجهاد الغير مرتبطة. على الرغم من أن سلوك العنصر مسبق الإجهاد مع كابلات الشد الغير مرتبطة قد يختلف عن سلوك العناصر الذين لديهم تسليح مسبق الإجهاد، يتم الجمع بين الخرسانة سابقة الإجهاد المرتبطة والغير مرتبطة بالخرسانة المسلحة التقليدية تحت مصطلح عام "الخرسانة المسلحة". الأحكام الشائعة لكل من الخرسانة سابقة الإجهاد والخرسانة المسلحة متكاملة لتجنب الأحكام المتداخلة والمتناقضة.

concrete, reinforced—Includes members satisfying the requirements for nonprestressed and prestressed concrete.

الخرسانة، المسلحة - تشمل العناصر تلبية متطلبات الخرسانة الغير مسبقة الإجهاد ومسبقة الإجهاد.

CODE

الكود

الخرسانة، المسلحة - خرسانة مسلحة مع أقل كمية من التسليح مسبق أو غير مسبق الإجهاد التي يتطلبها هذا الكود.

concrete, sand-lightweight—lightweight concrete containing only normalweight fine aggregate that conforms to ASTM C33 and lightweight coarse aggregate that conforms to **ASTM C330**.

خرسانة رملية خفيفة الوزن - خرسانة خفيفة الوزن تحتوي فقط على الوزن الطبيعي للركام الناعم الذي يتطابق إلى ASTM C33 والركام الخشن الخفيف يتوافق مع ASTM C330.

concrete, steel fiber-reinforced—concrete containing a prescribed amount of dispersed, randomly oriented, discontinuous deformed steel fibers.

الخرسانة، الياف الفولاذ-المسلحة - الخرسانة التي تحتوي على الكمية الموصوفة من الياف الفولاذ الموزعة، الموجهة عشوائياً، المحلزنة الغير مستمرة.

concrete strength, specified compressive, (f_c')—compressive strength of concrete used in design and evaluated in accordance with provisions of this Code, MPa; wherever the quantity f_c' is under a radical sign, the square root of numerical value only is intended, and the result has units of MPa.

مقاومة الخرسانة للضغط، (f_c') - مقاومة الخرسانة للضغط المستخدمة في التصميم والتقييم وفقاً لأحكام هذا الكود، MPa؛ أينما الكمية f_c' تحت علامة جذرية، المقصود الجذر التربيعي للقيمة العددية فقط، والنتيجة لديها وحدات MPa.

connection—region of a structure that joins two or more members; a connection also refers to a region that joins members of which one or more is precast.

الوصلات - وهي منطقة في المنشأ تنضم اثنين أو أكثر من العناصر؛ تشير الوصلات أيضاً إلى منطقة تنضم عناصر التي تصب في عنصر واحد أو أكثر.

connection, ductile—connection between one or more precast elements that experiences yielding as a result of the earthquake design displacements.

الوصلات، المرنة - وصلات بين عنصر واحد أو أكثر مسبق الصب التي تمر بتجربة الخضوع كناتج للازاحة التصميمية للزلازل.

COMMENTARY

التعليق

concrete, sand-lightweight—By Code terminology, sand-lightweight concrete is lightweight concrete with all of the fine aggregate replaced by sand. This definition may not be in agreement with usage by some material suppliers or contractors where the majority, but not all, of the lightweight fines are replaced by sand. For proper application of the Code provisions, the replacement limits should be stated, with interpolation if partial sand replacement is used.

الخرسانة، الرمل خفيف الوزن - من خلال المصطلحات الموضحة في الكود، خرسانة الرمل خفيفة الوزن هي خرسانة خفيفة الوزن مع استبدال كل ركام ناعم بالرمل. قد لا يتوافق هذا التعريف مع الاستخدام من قبل بعض موردي المواد أو المقاولين حيث يتم استبدال الأغلبية، ولكن ليس كلها، من ركام ناعم خفيف الوزن بالرمل. للتطبيق الصحيح لأحكام الكود، يجب ذكر حدود الاستبدال، مع الاستيفاء إذا تم استخدام استبدال جزئي للرمل.

CODE**الكود**

connection, strong—connection between one or more precast elements that remains elastic while adjoining members experience yielding as a result of earthquake design displacements.

الوصلات، الصلبة - وصلات بين عنصر واحد أو أكثر مسبق الصب التي لا تزال مرنة بينما العناصر المتجاورة تمر بتجربة الخضوع كناتج للازاحة التصميمية للزلازل.

construction documents—written and graphic documents and specifications prepared or assembled for describing the location, design, materials, and physical characteristics of the elements of a project necessary for obtaining a building permit and construction of the project.

وثائق البناء - المستندات المكتوبة والتصويرية والموصوفة التي تم اعدادها أو تجميعها لوصف الموقع والتصميم والمواد والخصائص الفيزيائية للعناصر في مشروع ضروري للحصول على تصريح وبناء المشروع.

contraction joint—formed, sawed, or tooled groove in a concrete structure to create a weakened plane and regulate the location of cracking resulting from the dimensional change of different parts of the structure.

فواصل الانكماش - المكونة أو المشكلة أو المستخدمة في فواصل المنشأ الخرساني لإنشاء مستوى منتظم لموقع التصدع الناتج عن تغيير الأبعاد للأجزاء المختلفة من المنشأ.

cover, specifed concrete—distance between the outermost surface of embedded reinforcement and the closest outer surface of the concrete.

غطاء، الخرسانة المحددة - المسافة بين السطح الخارجي من التسليح المتضمن والسطح الخارجي الأقرب للخرسانة.

crosstie—a continuous reinforcing bar having a seismic hook at one end and a hook not less than 90 degrees with at least a **6db** extension at the other end. The hooks shall engage peripheral longitudinal bars. The 90-degree hooks of two successive crossties engaging the same longitudinal bars shall be alternated end for end.

المقبض (خطاف) (عكفة) - سيخ تسليح مستمر يحتوي على عكفة زلزالية في نهاية واحدة و عكفة لا تقل عن 90 درجة مع امتداد على الأقل **6db** في الطرف الآخر. العكفات يجب إشراك الاسياخ الطولية الطرفية. العكفات 90 درجة من اثنين من العكفات المتعاقبة إشراك نفس الاسياخ الطولية يجب ان تكون متبادلة النهايات.

COMMENTARY**التعليق**

CODE الكود

D-region—portion of a member within a distance h of a force discontinuity or a geometric discontinuity.

منطقة D - جزء من العنصر ضمن مسافة h من قوة الانقطاع أو انقطاع هندسي.

design displacement—total calculated lateral displacement expected for the design-basis earthquake.

الإزاحة التصميمية - الإزاحة الجانبية الكلية المحسوبة المتوقعة للأسس التصميمية للزلازل.

design information—project-specific information to be incorporated into construction documents by the licensed design professional, as applicable.

معلومات التصميم - المعلومات الخاصة بالمشروع التي سيتم دمجها في وثائق الإنشاء من قبل محترف التصميم المرخص، حسب الاقتضاء.

design load combination—combination of factored loads and forces.

تراكيب الاحمال التصميمية - مجموعة من الاحمال والقوى المصعدة.

design story drift ratio—relative difference of design displacement between the top and bottom of a story, divided by the story height.

نسبة انحراف الطابق التصميمية - اختلاف نسبي في الإزاحة التصميمية بين العلوي والسفلي للطابق، مقسوماً على ارتفاع الطابق.

development length—length of embedded reinforcement, including pretensioned strand, required to develop the design strength of reinforcement at a critical section.

طول التثبيت - طول التسليح المغمور، بما في ذلك كابل مسبق الشد، مطلوب لتطوير المقاومة التصميمية للتسليح في المقطع الحرج.

discontinuity—abrupt change in geometry or loading.

عدم الاستمرارية - تغيير مفاجئ في الأبعاد الهندسية أو التحميل.

distance sleeve—sleeve that encases the center part of an undercut anchor, a torque-controlled expansion anchor, or a displacement-controlled expansion anchor, but does not expand.

مسافة الجلبة (الجزء الانبوبي المعدني) - الجلبة التي تغلف الجزء المركزي من المسمار الارتدادي أو مسمار التمديد التي يتحكم فيها بعزم الدوران أو مسمار التمدد الخاضعة للإزاحة، ولكنها لا تتوسع.

COMMENTARY التعليق

design displacement—The design displacement is an index of the maximum lateral displacement expected in design for the design-basis earthquake. In documents such as **ASCE/SEI 7** and the International Building Code, the design displacement is calculated using static or dynamic linear elastic analysis under code-specified actions considering effects of cracked sections, effects of torsion, effects of vertical forces acting through lateral displacements, and modification factors to account for expected inelastic response. The design displacement generally is greater than the displacement calculated from design-level forces applied to a linear-elastic model of the building.

الإزاحة التصميمية - يعتبر الإزاحة التصميمية مؤشراً للإزاحة الجانبية القصوى المتوقعة في أساسيات التصميم في الزلازل. في مستندات مثل **ASCE / SEI 7** وكود البناء الدولي، يتم حساب الإزاحة التصميمية باستخدام تحليل مرن خطي أستانتيكي أو ديناميكي تحت إجراءات يحددها الكود نظراً لتأثيرات المقاطع المتشققة، تأثيرات الالتواء، تأثيرات القوى الرأسية التي تعمل من خلال الإزاحة الجانبية، ومعاملات التعديل لحساب الاستجابة غير المرنة المتوقعة. عادة ما يكون الإزاحة التصميمية أكبر من الإزاحة المحسوبة من قوى مستوى التصميم المطبقة على نموذج مرن خطي للمبنى.

CODE

الكود

drop panel—projection below the slab used to reduce the amount of negative reinforcement over a column or the minimum required slab thickness, and to increase the slab shear strength.

سقوط البلاطة - إسقاط أسفل البلاطة المستخدمة لتقليل كمية التسليح السالب على عمود أو الحد الأدنى لسماكة البلاطة المطلوبة، ولزيادة مقاومة القص للبلاطة.

duct—conduit, plain or corrugated, to accommodate prestressing reinforcement for post-tensioning applications.

أنبوب - أنبوب، عادي أو موج، لاستيعاب تسليح الإجهاد المسبق لتطبيقات ما بعد الشد.

durability—ability of a structure or member to resist deterioration that impairs performance or limits service life of the structure in the relevant environment considered in design.

المتانة - قدرة الهيكل أو العنصر على مقاومة التدهور الذي يضعف الأداء أو يحد من عمر الخدمة للهيكل في البيئة ذات الصلة بالتصميم.

edge distance—distance from the edge of the concrete surface to the center of the nearest anchor.

مسافة الحافة - المسافة من حافة سطح الخرسانة إلى مركز أقرب مسمار.

effective depth of section—distance measured from extreme compression fiber to centroid of longitudinal tension reinforcement.

العمق الفعال للمقطع - المسافة المقاسة من الألياف الخارجية للضغط إلى مركز التسليح الطولي للشد.

design displacement—The design displacement is an index of the maximum lateral displacement expected in design for the design-basis earthquake. In documents such as **ASCE/SEI 7** and the International Building Code, the design displacement is calculated using static or dynamic linear elastic analysis under code-specified actions considering effects of cracked sections, effects of torsion, effects of vertical forces acting through lateral displacements, and modification factors to account for expected inelastic response. The design displacement generally is greater than the displacement calculated from design-level forces applied to a linear-elastic model of the building.

الإزاحة التصميمية - يعتبر الإزاحة التصميمية مؤشراً للإزاحة الجانبية القصوى المتوقع في التصميم للأسس التصميمية للزلازل. في مستندات مثل **ASCE / SEI 7** وكود البناء الدولي، يتم حساب الإزاحة التصميمية باستخدام التحليل المرن الخطي الثابت أو الديناميكي تحت إجراءات يحددها الكود نظراً لتأثيرات المقاطع المشققة، تأثيرات الالتواء، تأثيرات القوى الرأسية المؤثرة من خلال الإزاحات الجانبية، ومعاملات التعديل لحساب الاستجابة الغير المرنة المتوقعة. عادة ما تكون الإزاحة التصميمية أكبر من الإزاحة المحسوبة من قوى مستوى التصميم المطبقة على نموذج مرن خطي للمبنى.

COMMENTARY

التعليق

effective embedment depth—Effective embedment depths for a variety of anchor types are shown in Fig. R2.1.

العمق المغمور الفعال - يظهر العمق المغمور الفعال لمجموعة متنوعة من أنواع المسامير في الشكل R2.1.

CODE الكود

effective embedment depth—overall depth through which the anchor transfers force to or from the surrounding concrete; effective embedment depth will normally be the depth of the concrete failure surface in tension applications; for cast-in headed anchor bolts and headed studs, the effective embedment depth is measured from the bearing contact surface of the head.

العمق المغمور الفعال - العمق الكلي الذي من خلاله يقوم المسمار بنقل القوة إلى أو من الخرسانة المحيطة؛ يكون العمق المغمور الفعال عادة هو عمق سطح فشل الخرسانة في تطبيقات الشد؛ بالنسبة للمسامير الملولبة التي تتركز على رأس المسمار، يتم قياس العمق المغمور الفعال من سطح التحميل المتلامس للرأس.

effective prestress—stress remaining in prestressed reinforcement after losses in 20.3.2.6 have occurred.

الإجهاد المسبق الفعال - الإجهاد المتبقي في تسليح الإجهاد المسبق بعد حدوث فواقد في 20.3.2.6.

embedments—items embedded in concrete, excluding reinforcement as defined in Chapter 20 and anchors as defined in Chapter 17. Reinforcement or anchors welded, bolted or otherwise connected to the embedded item to develop the strength of the assembly, are considered to be part of the embedment.

العناصر المغمورة - المواد المغمورة في الخرسانة، باستثناء التسليح كما تم تحديدها في الفصل 20 ومسامير التثبيت كما تم تحديدها في الفصل 17. يعتبر التسليح أو المسامير الملحومة أو المثبتة بمسامير أو الموصولة بأي شكل آخر بالبند المغمور لتطوير مقاومة التجميع، جزءاً من الغرز.

embedments, pipe—embedded pipes, conduits, and sleeves.

العناصر المغمورة، الأنابيب، الأنابيب المغمورة، القنوات، والجلبات (جزء أنبوبي معدني).

embedment length—length of embedded reinforcement provided beyond a critical section.

طول الغمر - طول التسليح المغمورة يزود ماعدا المقطع الحرج.

equilibrium density—density of lightweight concrete determined in accordance with ASTM C567 after exposure to a relative humidity of 50 ± 5 percent and a temperature of $73.5 \pm 3.5^\circ\text{F}$ for a period of time sufficient to reach constant density.

كثافة الاتزان - كثافة الخرسانة خفيفة الوزن المحددة وفقاً لـ ASTM C567 بعد التعرض للرطوبة النسبية 50 ± 5 في المئة ودرجة حرارة 73.5 ± 3.5 درجة فهرنهايت لفترة زمنية طويلة للوصول إلى الكثافة الثابتة.

COMMENTARY التعليق

CODE

الكود

expansion sleeve—outer part of an expansion anchor that is forced outward by the center part, either by applied torque or impact, to bear against the sides of the predrilled hole. See also **anchor, expansion**.

جلبة (جزء انبوبي معدني) التمدد - الجزء الخارجي من المسمار الموسع يتم إجبارها للخارج على الجزء الأوسط، إما عن طريق عزم دوران أو قوة الصدم، للتأثير على جوانب الثقب الممسوح مسبقاً. انظر أيضاً مسمار، والتوسع.

extreme tension reinforcement—layer of prestressed or nonprestressed reinforcement that is the farthest from the extreme compression fiber.

تسليح الشد الخارجي - طبقة من التسليح للاجهاد المسبق أو الغير المسبق، وهي أبعد ما تكون عن الياف الضغط الخارجية.

finite element analysis—a numerical modeling technique in which a structure is divided into a number of discrete elements for analysis.

تحليل العناصر المحدود - تقنية نمذجة رقمية في تحليل المنشآت حيث يتم تقسيم المنشأ إلى عدد من العناصر المنفصلة للتحليل.

five percent fractile—statistical term meaning 90 percent confidence that there is 95 percent probability of the actual strength exceeding the nominal strength.

fractile 5% - مصطلح إحصائي يعني 90% من الثقة بأن هناك احتمال 95% من القوة الفعلية التي تتجاوز القوة الاسمية.

headed deformed bars—deformed bars with heads attached at one or both ends.

أسياخ محزنة ذات رأس - أسياخ محزنة بها رؤوس متصلة في أحد الطرفين أو كلاهما.

headed bolt—cast-in steel anchor that develops its tensile strength from the mechanical interlock provided by either a head or nut at the embedded end of the anchor.

COMMENTARY

التعليق

five percent fractile—The determination of the coefficient $K_{0.5}$ associated with the 5 percent fractile, $x - K_{0.5}s_s$, depends on the number of tests, n , used to calculate the sample mean, \bar{x} , and sample standard deviation, s_s . Values of $K_{0.5}$ range, for example, from 1.645 for $n = \infty$, to 2.010 for $n = 40$, and 2.568 for $n = 10$. With this definition of the 5 percent fractile, the nominal strength in Chapter 17 is the same as the characteristic strength in **ACI 355.2** and **ACI 355.4**.

fractile 5% - يعتمد تحديد معامل $K_{0.5}$ المرتبط بـ 5% fractile - $x - K_{0.5}s_s$ على عدد الاختبارات، n ، المستخدمة في حساب متوسط العينة، \bar{x} ، والانحراف المعياري للعينة، s_s . قيم نطاق $K_{0.5}$ ، على سبيل المثال، من 1.645 لـ $n = \infty$ ، إلى 2.010 لـ $n = 40$ ، و 2.568 لـ $n = 10$. مع هذا التعريف من 5% fractile، تكون القوة الاسمية في الفصل 17 هي نفس خاصية المقاومة في **ACI 355.2** و **ACI 355.4**.

headed deformed bars—The bearing area of a headed deformed bar is, for the most part, perpendicular to the bar axis. In contrast, the bearing area of the head of headed stud reinforcement is a nonplanar spatial surface of revolution, as shown in Fig. R20.5.1. The two types of reinforcement differ in other ways. The shanks of headed studs are smooth, not deformed as with headed deformed bars. The minimum net bearing area of the head of a headed deformed bar is permitted to be as small as four times the bar area. In contrast, the minimum stud head area is not specified in terms of the bearing area, but by the total head area which must be at least 10 times the area of the shank.

أسياخ محزنة ذات رأس - منطقة التحميل للشيخ المحلزن برأس هي في العموم متعامدة مع محور الشيخ. على النقيض من ذلك، فإن منطقة التحميل لتسليح المسمار ذات رأس هي سطح دوراني غير مسطح، كما هو موضح في الشكل R20.5.1. يختلف نوعا التسليح بطرق أخرى. السيقان للمسامير ذات رأس تكون ناعمة، وليست ملحزنة كما هو الحال مع أسياخ ملحزنة ذات رأس. الحد الأدنى لمنطقة التحميل الصافية للشيخ المحلزن برأس مسموح أن يكون صغيراً مثل أربعة أضعاف مساحة الشيخ. في المقابل، لا يتم تحديد الحد الأدنى لمساحة مسمار ذو الرأس من ناحية منطقة التحميل، ولكن من خلال مساحة الرأس الإجمالية التي يجب أن تكون على الأقل 10 أضعاف مساحة الساق.

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

مسمار ذات رأس - مسمار الصلب المصبوب الذي يطور مقاومة الشد من التشابك الميكانيكي الذي يوفره إما الرأس أو الصامول عند الطرف المثبت في المسمار.

headed stud—a steel anchor conforming to the requirements of AWS D1.1 and affixed to a plate or similar steel attachment by the stud arc welding process before casting; also referred to as a **welded headed stud**.

مسمار ذات رأس - مسمار الصلب المطابق لمتطلبات AWS D1.1 ومثبتة على صفيحة أو ملحق فولاذي مشابه بعملية اللحام بالقوس الدائري قبل الصب؛ يشار إليها أيضا باسم مسمار ذات رأس ملحوم.

headed shear stud reinforcement—reinforcement consisting of individual headed studs or groups of studs, with anchorage provided by a head at each end, or by a head at one end and a common base rail consisting of a steel plate or shape at the other end.

تسليح مسمار القص - التسليح يتألف من مسمار ذات رأس مستقل أو مجموعات من المسمار، مع تثبيت المسمار بواسطة الرأس في كل طرف، أو بواسطة الرأس في أحد الأطراف وقضيب أساسي مشترك يتكون من صفيحة فولاذية أو شكل في الطرف الآخر.

hooked bolt—cast-in anchor anchored mainly by bearing of the 90-degree bend (L-bolt) or 180-degree bend (J-bolt) against the concrete, at its embedded end, and having a minimum e_h equal to $3d_a$.

مسمار ذات عكفة - مسمار مصبوب مثبت بشكل رئيسي عن طريق تحميل منحنى 90 درجة (L-bolt) أو منحنى 180 درجة (J-bolt) ضد الخرسانة، عند طرفها المغفور، ولها حد أدنى e_h يساوي $3d_a$.

hoop—closed tie or continuously wound tie, made up of one or several reinforcement elements, each having seismic hooks at both ends. A closed tie shall not be made up of interlocking headed deformed bars. See 25.7.4.

طوق - شداد مغلق أو شداد بشكل مستمر، تتكون من عنصر واحد أو عدة عناصر مسلحة، كل منها يحتوي على خطافات زلزالية عند كلا الطرفين. لا يجب أن يتكون الشداد المغفل من أسياخ محلزنة متشابكة. انظر 25.7.4.

inspection—observation, verification, and required documentation of the materials, installation, fabrication, erection, or placement of components and connections to determine compliance with construction documents and referenced standards.

الإشراف - المراقبة والتحقق والتوثيق المطلوب للمواد أو التركيب أو التصنيع أو التشييد أو وضع المكونات والوصلات لتحديد مدى الالتزام بوثائق الإنشاء والمعايير المرجعية.

CODE الكود

inspection, continuous—the full-time observation, verification, and required documentation of work in the area where the work is being performed.

الإشراف المستمر - المراقبة المستمرة، والتحقق، والتوثيق المطلوب للعمل في المنطقة التي يجري فيها العمل.

inspection, periodic—the part-time or intermittent observation, verification, and required documentation of work in the area where the work is being performed.

الإشراف، الدوري - المراقبة الجزئية أو المتقطعة، والتحقق، والتوثيق المطلوب للعمل في المنطقة التي يجري فيها العمل.

isolation joint—separation between adjoining parts of a concrete structure, usually a vertical plane at a designed location such as to interfere least with performance of the structure, yet such as to allow relative movement in three directions and avoid formation of cracks elsewhere in the concrete, and through which all or part of the bonded reinforcement is interrupted.

فواصل العزل - الفصل بين العقد المجاورة للمنشأ الخرساني، عادة ما تكون مستوية رأسية في موقع مصمم بحيث تتداخل مع أداء المنشأ، على الأقل مثل السماح بالحركة النسبية في ثلاثة اتجاهات وتجنب تشكيل التشققات في مكان آخر في الخرسانة، والتي من خلالها توقف كل أو جزء من التسليح المترابط التي تتقاطع.

jacking force—in prestressed concrete, temporary force exerted by a device that introduces tension into prestressing reinforcement.

قوة الرفع - في الخرسانة سابقة الإجهاد، القوة المؤقتة التي تمارسها أداة تدخل الشد في تسليح الإجهاد المسبق.

joint—portion of structure common to intersecting members

عقدة - جزء من الهيكل المشترك للعناصر المتقاطعة.

licensed design professional—an individual who is licensed to practice structural design as defined by the statutory requirements of the professional licensing laws of the state or jurisdiction in which the project is to be constructed, and who is in responsible charge of the structural design.

محترف التصميم المرخص - شخص مستقل يكون مرخص لممارسة التصميم الهيكلي كما هو معروف في المتطلبات القانونية لقوانين الترخيص المهنية للدولة أو الاختصاص القضائي الذي يتم فيه بناء المشروع، ومن المسؤول عن التصميم الإنشائي.

COMMENTARY التعليق

joint—The effective cross-sectional area of a joint of a special moment frame, A_j , for shear strength computations is given in 18.8.4.3.

عقدة - المساحة الفعالة للمقطع العرضي لمفصل من إطار عزم خاص، A_j ، لحسابات قوة القص في 18.8.4.3.

licensed design professional—May also be referred to as “registered design professional” in other documents.

محترف التصميم المرخص - قد يشار إليه أيضًا باسم "محترف التصميم المسجل" في مستندات أخرى.

CODE الكود

load—forces or other actions that result from the weight of all building materials, occupants, and their possessions, environmental effects, differential movement, and restrained dimensional changes; permanent loads are those loads in which variations over time are rare or of small magnitude; all other loads are variable loads.

الحمولات - القوى أو ردود الأفعال الأخرى التي تنتج عن وزن جميع مواد البناء والشاغلين وممتلكاتهم والآثار البيئية والازاحات المتفاوتة وتغييرات الأبعاد المقيدة؛ الأحمال الدائمة هي تلك الأحمال التي تكون فيها التغيرات على مدار الوقت نادرة أو ذات حجم صغير؛ جميع الأحمال الأخرى هي الأحمال المتغيرة.

load, dead—(a) the weights of the members, supported structure, and permanent attachments or accessories that are likely to be present on a structure in service; or (b) loads meeting specific criteria found in the general building code; without load factors.

الحمل، الميت - (أ) أوزان العناصر، منشأ مدعم، والملحقات أو الملحقات الدائمة التي يحتمل أن تكون موجودة على منشأ في الخدمة؛ أو (ب) معايير الأحمال المجتمعة المحددة الموجودة في كود البناء الموحد؛ دون معاملات الحمل.

load, factored—load, multiplied by appropriate load factors.

الحمل، المصعد - الحمل المضاعف، مضروبة في معاملات الحمولة المناسبة.

load, live—(a) load that is not permanently applied to a structure, but is likely to occur during the service life of the structure (excluding environmental loads); or (b) loads meeting specific criteria found in the general building code; without load factors.

الحمل، الحي - (أ) حمل لا يتم تطبيقها بشكل دائم على منشأ، ولكن من المرجح أن يحدث خلال عمر الخدمة للمنشأ (باستثناء الأحمال البيئية)؛ أو (ب) معايير الأحمال المجتمعة المحددة الموجودة في كود البناء الموحد؛ دون معاملات الحمل.

load, roof live—a load on a roof produced: (a) during maintenance by workers, equipment, and materials, and (b) during the life of the structure by movable objects, such as planters or other similar small decorative appurtenances that are not occupancy related; or loads meeting specific criteria found in the general building code; without load factors.

الحمل، الحي للسقف الأخير - حمل على سقف منتج: (أ) أثناء الصيانة من قبل العمال، والمعدات، والمواد، و (ب) خلال حياة المنشأ من قبل الأشياء المنقولة، مثل المزارعون أو غيرها من ملحقات الزينة الصغيرة المماثلة التي لا ليس لها صلة؛ أو معايير الأحمال المجتمعة المحددة الموجودة في كود البناء الموحد؛ دون معاملات الحمل.

COMMENTARY التعليق

loads—A number of definitions for loads are given as the Code contains requirements that are to be met at various load levels. The terms “dead load” and “live load” refer to the unfactored, sometimes called “service” loads specified or defined by the general building code. Service loads (loads without load factors) are to be used where specified in the Code to proportion or investigate members for adequate serviceability. Loads used to proportion a member for adequate strength are defined as factored loads. Factored loads are service loads multiplied by the appropriate load factors for required strength except Wind and Earthquake which are already specified as strength loads in **ASCE/SEI 7**. The factored load terminology clarifies where the load factors are applied to a particular load, moment, or shear value as used in the Code provisions.

الأحمال - يتم إعطاء عدد من التعريفات للأحمال كالمطلوبات المحتوية في الكود التي يجب الاستيفاء بها عند مستويات الحمل المختلفة. تشير مصطلحات “الحمولة الميتة” و “الحمولة الحية” إلى الأحمال غير مصعدة، والتي يطلق عليها أحياناً “الخدمة” التي يحددها أو يستخدمها كود المبنى الموحد. يجب استخدام أحمال الخدمة (الأحمال بدون معاملات الحمل) حيثما تم تحديدها في الكود لتناسب العناصر أو التحقق منهم بشأن إمكانية الخدمة الكافية. يتم تحميل الأحمال المستخدمة لتناسب العنصر للحصول على قوة كافية كأحمال مصعدة. الأحمال المصعدة هي أحمال الخدمة مضروبة في معاملات الحمل المناسب للقوة المطلوبة باستثناء الرياح والزلازل التي تم تحديدها بالفعل كأحمال قوة في **ASCE / SEI 7**. توضح مصطلحات الحمولة المصعدة حيث يتم تطبيق معاملات الحمل على حمل معين أو عزم أو قص كقيمة مستخدمة في أحكام الكود.

CODE الكود

load, service—all loads, static or transitory, imposed on a structure or element thereof, during the operation of a facility, without load factors.

الحمل، الخدمي - جميع الأحمال، الثابتة أو المؤقتة، المفروضة على منشأ أو عنصر منها، أثناء تشغيل المرفق، دون معاملات الحمل.

load path—sequence of members and connections designed to transfer the factored loads and forces in such combinations as are stipulated in this Code, from the point of application or origination through the structure to the final support location or the foundation.

مسار الحمل - تسلسل العناصر والوصلات المصممة لنقل الأحمال والقوى المصعدة في مثل هذه التراكيب كما هو منصوص عليه في هذا الكود، من نقطة التطبيق أو المنشأ خلال المنشأ إلى موقع التدعيم النهائي أو الأساس.

Manufacturer's Printed Installation Instructions (MPII)—published instructions for the correct installation of an adhesive anchor under all covered installation conditions as supplied in the product packaging.

تعليمات التثبيت المطبوعة للشركة الصانعة (MPII) - تعليمات منشورة للتثبيت الصحيح لمسمار لاصق تحت جميع شروط التثبيت المغطاة كما هو موضح في عبوة المنتج.

modulus of elasticity—ratio of normal stress to corresponding strain for tensile or compressive stresses below proportional limit of material.

معامل المرونة - نسبة الإجهاد الطبيعي إلى الإجهاد المقابل لأجهادات الشد أو الضغط تحت الحد النسبي للمادة.

moment frame—frame in which beams, slabs, columns, and joints resist forces predominantly through flexure, shear, and axial force; beams or slabs are predominantly horizontal or nearly horizontal; columns are predominantly vertical or nearly vertical.

إطار العزم - الإطار الذي تقاوم فيه الكمرات والبلاطات والأعمدة والمفاصل القوى في الغالب من خلال الانحناء والقص والقوة المحورية؛ تكون الكمرات أو البلاطات في الغالب أفقية أو شبه أفقية؛ الأعمدة هي في الغالب عمودية أو شبه عمودية.

moment frame, intermediate—cast-in-place beam column frame or two-way slab-column frame without beams complying with 18.4.

إطار العزم، المتوسط - إطار عمود - كمرة مصبوب في الموقع أو إطار عمود - بلاطة في اتجاهين بدون جسور تتوافق مع 18.4.

COMMENTARY التعليق

CODE الكود	COMMENTARY التعليق
<p>moment frame, ordinary—cast-in-place or precast concrete beam-column or slab-column frame complying with 18.3.</p> <p>إطار العزم، العادي - إطار عمود - كمرّة مصبوب في الموقع أو سابق الصب أو إطار عمود - بلاطة يتوافق مع 18.3.</p> <p>moment frame, special—cast-in-place beam-column frame complying with 18.2.3 through 18.2.8; and 18.6 through 18.8. A precast beam-column frame complying with 18.2.3 through 18.2.8 and 18.9.</p> <p>إطار العزم، خاص - إطار عمود - كمرّة مصبوب في الموقع يتوافق مع 18.2.3 حتى 18.2.8؛ و 18.6 حتى 18.8. إطار عمود - كمرّة مسبق الصب يتوافق مع 18.2.3 حتى 18.2.8 و 18.9.</p> <p>net tensile strain—the tensile strain at nominal strength exclusive of strains due to effective prestress, creep, shrinkage, and temperature.</p> <p>أنفعال الشد الصافي - انفعال الشد في القوة الاسمية باستثناء الانفعالات بسبب الإجهاد المسبق الفعال والزحف والانكماش والحرارة.</p> <p>nodal zone—volume of concrete around a node that is assumed to transfer strut-and-tie forces through the node.</p> <p>منطقة العقدة - حجم الخرسانة حول عقدة يفترض أن تنقل قوى الركيزة والشداد عبر العقدة.</p> <p>node—point in a strut-and-tie model where the axes of the struts, ties, and concentrated forces acting on the joint intersect.</p> <p>عقدة - نقطة في نموذج الركيزة والشداد حيث محاور الركائز والشدادات والقوى المركزة تعمل على التقاطع المشترك.</p> <p>one-way construction—members designed to be capable of supporting all loads through bending in a single direction; see also two-way construction.</p> <p>بناء أحادي الاتجاه - عناصر مصممة تكون قادرين على دعم جميع الأحمال من خلال الانحناء في اتجاه واحد؛ انظر أيضا البناء في اتجاهين.</p> <p>pedestal—member with a ratio of height-to-least lateral dimension less than or equal to 3 used primarily to support axial compressive load; for a tapered member, the least lateral dimension is the average of the top and bottom dimensions of the smaller side.</p> <p>قاعدة علوية - عنصر ذات نسبة من الارتفاع إلى البعد الجانبي أقل من أو تساوي 3 المستخدمة أولاً لدعم حمل الضغط المحوري؛ لعنصر مدبب، فإن البعد الجانبي الأقل هو متوسط الأبعاد العليا والسفلية للجانب الأصغر.</p>	<p>one-way construction—Joists, beams, girders, and some slabs and foundations are considered one-way construction.</p> <p>البناء في اتجاه واحد - الأعصاب، الكمرات، الكمرات الرئيسية، وبعض البلاطات والأساسات تعتبر بناء أحادية الاتجاه.</p>

CODE

الكود

plastic hinge region—length of frame element over which flexural yielding is intended to occur due to earthquake design displacements, extending not less than a distance h from the critical section where flexural yielding initiates.

منطقة المفصل اللدن - طول عنصر الإطار على انحناء الخضوع المقصود لحدث بسبب الازاحات التصميمية الزلزالية، وتمتد لا تقل عن h المسافة من المقطع الحرج حيث بدايات انحناء الخضوع.

post-tensioning—method of prestressing in which prestressing reinforcement is tensioned after concrete has hardened.

ما بعد الشد - طريقة الإجهاد المسبق التي يتم فيها شد تسليح الاجهاد المسبق بعد أن تصلب الخرسانة.

precompressed tension zone—portion of a prestressed member where flexural tension, calculated using gross section properties, would occur under service loads if the prestress force was not present.

منطقة الشد الضغط المسبق - جزء من عنصر الاجهاد المسبق حيث يحدث انحناء الشد، محسوباً باستخدام خصائص المقطع الكلي، تحت أحمال الخدمة إذا لم تكن قوة الإجهاد المسبق موجودة.

pretensioning—method of prestressing in which prestressing reinforcement is tensioned before concrete is cast.

الشد المسبق - طريقة الإجهاد المسبق التي يتم فيها شد تسليح الإجهاد المسبق قبل صب الخرسانة.

projected area—area on the free surface of the concrete member that is used to represent the greater base of the assumed rectilinear failure surface.

مساحة مسقط - مساحة على السطح الحر لعنصر الخرسانة المستخدمة لتمثيل القاعدة الأكبر لسطح الفشل المستقيم المفترض.

projected influence area—rectilinear area on the free surface of the concrete member that is used to calculate the bond strength of adhesive anchors.

منطقة تأثير مسقط - منطقة مستقيمة على السطح الحر لعنصر الخرسانة المستخدمة في حساب قوة الربط للمسامير اللاصقة.

pryout strength, concrete—strength corresponding to formation of a concrete spall behind short, stiff anchors displaced in the direction opposite to the applied shear force.

مقاومة pryout، الخرسانة - القوة المقابلة لتشكيل قطعة خرسانية خلف المسامير القصيرة والمزاحة في الاتجاه المعاكس لقوة القص المطبقة.

COMMENTARY

التعليق

CODE الكود

reinforcement—steel element or elements embedded in concrete and conforming to 20.2 through 20.5. Prestressed reinforcement in external tendons is also considered reinforcement.

التسليح - عنصر من الصلب أو عناصر مغمورة في الخرسانة وتتطابق مع 20.2 حتى 20.5. يعتبر تسليح الإجهاد المسبق في الأوتار الخارجية أيضا تسليح.

reinforcement, anchor—reinforcement used to transfer the design load from the anchors into the structural member.

تسليح، مسمار - التسليح المستخدمة لنقل الحمل التصميمي من المسامير إلى العنصر الهيكلي.

reinforcement, bonded prestressed—pretensioned reinforcement or prestressed reinforcement in a bonded tendon.

التسليح، الإجهاد المسبق المترابط - تسليح ما قبل الشد أو تسليح الإجهاد المسبق في كابل الشد المترابط.

reinforcement, deformed—deformed bars, welded bar mats, deformed wire, and welded wire reinforcement conforming to 20.2.1.3, 20.2.1.5, or 20.2.1.7, excluding plain wire.

حديد التسليح، المحلزن - الأسياخ المحلزنة، الأسياخ الملحمة، والسلك المحلزن، وتسليح السلك الملحمت يتوافق مع 20.2.1.3، أو 20.2.1.5، أو 20.2.1.7، باستثناء الأسلاك العادية.

reinforcement, nonprestressed—bonded reinforcement that is not prestressed.

تسليح، الإجهاد الغير مسبق - التسليح المترابط يكون غير مسبق الإجهاد.

reinforcement, plain—bars or wires conforming to 20.2.1.4 or 20.2.1.7 that do not conform to definition of deformed reinforcement.

التسليح، العادي - أسياخ أو أسلاك مطابقة إلى 20.2.1.4 أو 20.2.1.7 التي لا تتوافق مع تعريف التسليح المحلزن.

reinforcement, prestressed—prestressing reinforcement that has been tensioned to impart forces to concrete.

تسليح، الإجهاد المسبق - تسليح الإجهاد المسبق الذي تم شده لإعطاء القوة إلى الخرسانة.

reinforcement, prestressing—high-strength reinforcement such as strand, wire, or bar conforming to 20.3.1.

التسليح، الإجهاد المسبق - تسليح ذات مقاومة عالية مثل كابل، سلك، أو سيخ تتوافق مع 20.3.1.

COMMENTARY التعليق

reinforcement, anchor—Anchor reinforcement is designed and detailed specifically for the purpose of transferring anchor loads from the anchors into the member. Hair-pins are generally used for this purpose (refer to 17.4.2.9 and 17.5.2.9); however, other configurations that can be shown to effectively transfer the anchor load are acceptable.

تسليح، مسمار - تسليح المسمار هو مصمم ومفصل تفصيلا خاصا لغرض نقل أحمال المسمار من المسامير إلى العنصر. وتستخدم عموما الدبابيس لهذا الغرض (الرجوع إلى 17.4.2.9 و 17.5.2.9)؛ ومع ذلك، فإن عمليات التثبيت الأخرى التي يمكن إظهارها لنقل حمولة المسمار بشكل فعال مقبولة.

reinforcement, deformed—Deformed reinforcement is defined as that meeting the reinforcement specifications in the Code. No other reinforcement qualifies. This definition permits accurate statement of development lengths. Bars or wire not meeting the deformation requirements or welded wire reinforcement not meeting the spacing requirements are “plain reinforcement,” for code purposes, and may be used only for spirals.

تسليح، محلزن - التسليح المحلزن هو معرف عند استيفاء مواصفات التسليح في الكود. لا قيود للتسليح الآخر. هذا التعريف يسمح بتصريح دقيق لأطوال التثبيت. الأسياخ أو الأسلاك التي لا تستوفي متطلبات التشوه أو تسليح الأسلاك الملحومة التي لا تستوفي متطلبات التباعد هي "تسليح بسيط" لأغراض الكود، ويمكن استخدامها فقط في الحلزونات.

reinforcement, supplementary—Supplementary reinforcement has a configuration and placement similar to anchor reinforcement but is not specifically designed to transfer loads from the anchors into the member. Stirrups, as used for shear reinforcement, may fall into this category.

التسليح، الإضافي - التسليح الإضافي لديه ترتيب ومكان مماثل للتسليح المسمار ولكنه غير مصمم بشكل محدد لنقل الأحمال من المسامير إلى العنصر. قد تندرج الكانات، المستخدمة في تسليح القص، ضمن هذه الفئة.

CODE الكود

reinforcement, supplementary—reinforcement that acts to restrain the potential concrete breakout but is not designed to transfer the design load from the anchors into the structural member.

التسليح، الإضافي - التسليح الذي يعمل على مقاومة اختراق الخرسانة المحتمل ولكنه غير مصمم لنقل حمولة التصميم من المسامير إلى العنصر الإنشائي.

reinforcement, welded deformed steel bar mat—mat conforming to 20.2.1.5 consisting of two layers of deformed bars at right angles to each other welded at the intersections.

حديد التسليح، سيخ فولاذي محلزن ملحوم للشبكة - الشبكة تتفق مع 20.2.1.5 تتكون من طبقتين من الأسياخ المحلزنة بزوايا قائمة على بعضها البعض ملحومة عند التقاطعات.

reinforcement, welded wire—plain or deformed wire fabricated into sheets or rolls conforming to 20.2.1.7.

التسليح، والأسلاك الملحومة - الأسلاك العادية أو المحلزنة المصنعة في صفائح أو لفات تتطابق مع 20.2.1.7.

Seismic Design Category—classification assigned to a structure based on its occupancy category and the severity of the design earthquake ground motion at the site, as defined by the general building code. Also denoted by the abbreviation SDC.

تصنيف التصميم الزلزالي - التصنيف المعين لقاعدة المنشأ على تصنيف الإشغال وشدة الحركة الأرضية الزلزالية في الموقع، كما هو محدد في كود البناء الموحد. تدل أيضا على الاختصار SDC.

seismic-force-resisting system—portion of the structure designed to resist earthquake effects required by the general building code using the applicable provisions and load combinations.

نظام مقاومة الزلازل - جزء من المنشأ المصمم لمقاومة تأثيرات الزلازل التي يتطلبها كود البناء الموحد باستخدام الشروط المطبقة وتراكيب الأحمال.

seismic hook—hook on a stirrup, hoop, or crosstie having a bend not less than 135 degrees, except that circular hoops shall have a bend not less than 90 degrees; hooks shall have an extension of at least $6d_b$, but not less than 75 mm. The hooks shall engage the longitudinal reinforcement and the extension shall project into the interior of the stirrup or hoop.

عكفة زلزالية - عكفة على الكائنة، أو طوق، أو عكفة له انحناء لا يقل عن 135 درجة، فيما عدا أن الأطواق الدائرية يجب أن يكون لها انحناء لا يقل عن 90 درجة؛ يجب أن يكون للعكفات امتداد لا يقل عن $6d_b$ ، ولكن لا يقل عن 75 مم. يجب على العكفات أن تشترك في التسليح الطولي وأن يتم التمديد في داخل الكائنة أو الطوق.

COMMENTARY التعليق

CODE الكود

shear cap—projection below the slab used to increase the slab shear strength.

تاج القص - إسقاط أسفل البلاطة المستخدمة لزيادة مقاومة البلاطة للقص.

sheathing—material encasing prestressing reinforcement to prevent bonding of the prestressing reinforcement with the surrounding concrete, to provide corrosion protection, and to contain the corrosion-inhibiting coating.

تغليف - مادة تغلف تسليح الإجهاد المسبق لمنع ترابط تسليح الإجهاد المسبق بالخرسانة المحيطة بها، لتوفير الحماية من التآكل، واحتواء طلاء مانع للتآكل.

side-face blowout strength, concrete—strength of anchors with deep embedment and thin side-face cover such that spalling occurs on the side face around the embedded head without breakout occurring at the top concrete surface.

مقاومة الانفجار الجانبي، للخرسانة - قوة المسامير الغمر العميق والغطاء الجانبي الرفيع للوجه بحيث يحدث الكسر على الوجه الجانبي حول الرأس المغفور دون حدوث كسر في السطح العلوي الخرساني.

spacing—center-to-center distance between adjacent items, such as longitudinal reinforcement, transverse reinforcement, prestressing reinforcement, or anchors.

التباعد - المسافة من المركز إلى المركز بين العناصر المتجاورة، مثل التسليح الطولي أو التسليح العرضي أو تسليح الإجهاد المسبق أو المسامير.

spacing, clear—least dimension between the outermost surfaces of adjacent items.

التباعد، الصافي - أقل بعد بين السطوح الخارجية للعناصر المتجاورة.

span length—distance between supports.

طول البحر - المسافة بين الركائز.

special seismic systems—structural systems that use special moment frames, special structural walls, or both.

أنظمة زلزالية خاصة - أنظمة هيكلية تستخدم إطارات العزم الخاصة أو جدراناً هيكلية خاصة أو كليهما.

specialty insert—predesigned and prefabricated cast-in anchors specifically designed for attachment of bolted or slotted connections.

إدخال خاص - مسامير مسبقة الصنع ومبسقة الصب مصممة خصيصاً لتوصيل الوصلات المثبتة أو المدمجة.

COMMENTARY التعليق

sheathing—Typically, sheathing is a continuous, seamless, high-density polyethylene material extruded directly on the coated prestressing reinforcement.

تغليف - عادة ما يكون التغليف عبارة عن مادة البولي إيثيلين المستمرة والمتينة وعالية الكثافة المبتوقة مباشرة على تسليح مغلف مسبقة الإجهاد.

CODE الكود

spiral reinforcement—continuously wound reinforcement in the form of a cylindrical helix.

التسليح الحلزوني - تسليح بشكل مستمر في شكل حلزون أسطواني.

splitting tensile strength (f_{cr})—tensile strength of concrete determined in accordance with **ASTM C496** as described in **ASTM C330**.

مقاومة الشد التشققية (f_{ct}) - تم تحديد مقاومة الشد للخرسانة وفقاً للمواصفة **ASTM C496** كما هو موضح في **ASTM C330**.

steel element, brittle—element with a tensile test elongation of less than 14 percent, or reduction in area of less than 30 percent at failure.

عنصر الصلب، هش (غير متين) - عنصر مع استطالة اختبار الشد أقل من 14 في المئة، أو انخفاض في مساحة أقل من 30 في المئة عند الفشل.

steel element, ductile—element with a tensile test elongation of at least 14 percent and reduction in area of at least 30 percent; steel element meeting the requirements of **ASTM A307** shall be considered ductile; except as modified by for earthquake effects, deformed reinforcing bars meeting the requirements of **ASTM A615**, **A706**, or **A955** shall be considered as ductile steel elements.

عنصر الفولاذ، مرن - عنصر باستطالة اختبار الشد بنسبة 14 في المائة على الأقل وتخفيض في مساحة لا تقل عن 30 في المائة؛ عنصر الصلب الذي يفي بمتطلبات المواصفة **ASTM A307** يعتبر قابلاً للسحب. باستثناء ما يتم تعديله حسب التأثيرات الناتجة عن الزلازل، يجب اعتبار أسياخ التسليح المحلزنة التي تستوفي متطلبات المواصفة **ASTM A615** أو **A706** أو **A955** كعناصر فولاذية مرنة.

stirrup—reinforcement used to resist shear and torsion forces in a member; typically, deformed bars, deformed wires, or welded wire reinforcement either single leg or bent into L, U, or rectangular shapes and located perpendicular to, or at an angle to, longitudinal reinforcement. See also **tie**.

الكانات - التسليح المستخدم لمقاومة قوى القص والالتواء في العنصر؛ عادة ما تكون الأسياخ المحلزنة أو الأسلاك المحلزنة أو تسليح الأسلاك الملحومة إما ساق واحدة أو منتبئية إلى أشكال L أو U أو مستطيلة وتقع عمودياً على، أو في زاوية، إلى التسليح الطولي. انظر أيضاً الشداد.

strength, design—nominal strength multiplied by a strength reduction factor ϕ .

ϕ المقاومة التصميمية - المقاومة الاسمية مضروبة في معامل تقليل المقاومة

COMMENTARY التعليق

steel element, brittle—The 14 percent elongation should be measured over the gauge length specified in the appropriate ASTM standard for the steel.

عنصر الفولاذ، هش (غير متين) - يجب قياس الاستطالة 14 ٪ على طول المقياس المحدد في المعيار المناسب لـ ASTM للفولاذ.

steel element, ductile—The 14 percent elongation should be measured over the gauge length specified in the appropriate ASTM standard for steel. Due to concerns over fracture in cut threads, it should be verified that threaded deformed reinforcing bars satisfy the strength requirements of **25.5.7.1**.

عنصر الفولاذ، المرن - يجب قياس استطالة 14٪ على طول المقياس المحدد في المعيار المناسب لـ ASTM للفولاذ. بسبب المخاوف من الكسر في الخيوط المقطوعة، يجب التحقق من أن أسياخ التسليح المحلزنة الملولبة تستوفي متطلبات قوة **25.5.7.1**.

stirrup—The term “stirrup” is usually applied to transverse reinforcement in beams or slabs and the term “ties” or “hoops” to transverse reinforcement in compression members.

الكانات - عادة ما يطبق مصطلح "الكانات" على التسليح العرضي في الكمرات أو البلاطات ومصطلح "الشدادات" أو "الأطواق" للتسليح العرضي في عناصر الضغط.

CODE الكود

strength, nominal—strength of a member or cross section calculated in accordance with provisions and assumptions of the strength design method of this Code before application of any strength reduction factors.

المقاومة، الاسمية - مقاومة العنصر أو المقطع العرضي محسوباً وفقاً لأحكام وافتراضات طريقة تصميم المقاومة في هذا الكود قبل تطبيق أي معاملات لتخفيض المقاومة.

strength, required—strength of a member or cross section required to resist factored loads or related internal moments and forces in such combinations as stipulated in this Code.

المقاومة المطلوبة - مقاومة العنصر أو المقطع العرضي المطلوب لمقاومة الأحمال المصعدة أو العزوم والقوى الداخلية المتصلة في مثل هذه التراكيب كما هو منصوص عليه في هذا الكود.

stretch length—length of anchor, extending beyond concrete in which it is anchored, subject to full tensile load applied to anchor, and for which cross-sectional area is minimum and constant.

طول التمدد - طول المسمار، يمتد إلى ما وراء الخرسانة حيث يتم تثبيته، ويخضع لحمل الشد الكامل المطبق على المسمار، والتي تكون مساحة المقطع العرضي فيها ثابتة وقليلة.

structural concrete—concrete used for structural purposes, including plain and reinforced concrete.

المنشآت الخرسانية - الخرسانة المستخدمة لأغراض الإنشائية، بما في ذلك الخرسانة العادية والمسلحة.

structural diaphragm—member, such as a floor or roof slab, that transmits forces acting in the plane of the member to vertical elements of the lateral-force-resisting system. A structural diaphragm may include chords and collectors as part of the diaphragm.

الغشاء الإنشائي - عضو، مثل الأرضية أو السقف، الذي ينقل القوى التي تعمل في مستوى العنصر إلى العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية. قد يشمل الغشاء الإنشائي الكابلات والمجمعات كجزء من الغشاء الإنشائي.

COMMENTARY التعليق

strength, nominal—Nominal or specified values of material strengths and dimensions are used in the calculation of nominal strength. The subscript n is used to denote the nominal strengths; for example, nominal axial load strength P_n , nominal moment strength M_n , and nominal shear strength V_n . For additional discussion on the concepts and nomenclature for strength design, refer to the **Commentary of Chapter 22**.

القوة الاسمية - القيم الاسمية أو المحددة لقوة المواد وأبعادها تستخدم في حساب القوة الاسمية. يُستخدم الرتبة n للإشارة إلى نقاط القوة الاسمية؛ على سبيل المثال، قوة الحمل المحورية الاسمية P_n ، قوة العزم الاسمية M_n ، وقوة القص الاسمية V_n . لمزيد من المناقشة حول المفاهيم والتصنيفات للقوة التصميمية، ارجع إلى شرح الفصل 22.

strength, required—The subscript u is used only to denote the required strengths; for example, required axial load strength P_u , required moment strength M_u , and required shear strength V_u , calculated from the applied factored loads and forces. The basic requirement for strength design may be expressed as follows: design strength \geq required strength; for example, $\phi P_n \geq P_u$; $\phi M_n \geq M_u$; $\phi V_n \geq V_u$. For additional discussion on the concepts and nomenclature for strength design, refer to the Commentary of Chapter 22.

القوة المطلوبة - يتم استخدام علامة u فقط للدلالة على نقاط القوة المطلوبة؛ على سبيل المثال، حمل القوة المحورية المطلوبة P_u ، قوة العزم المطلوبة M_u ، وقوة القص المطلوبة V_u ، محسوبة من الأحمال والقوى المتحصل عليها. يمكن التعبير عن المتطلبات الأساسية لتصميم القوة على النحو التالي: قوة التصميمية \leq القوة المطلوبة؛ على سبيل المثال $\phi P_n \geq P_u$ ؛ $\phi M_n \geq M_u$ ؛ $\phi V_n \geq V_u$. لمزيد من المناقشة حول المفاهيم والتصنيفات للقوة التصميمية، ارجع إلى شرح الفصل 22.

stretch length—Length of an anchor over which inelastic elongations are designed to occur under earthquake loadings. Examples illustrating stretch length are shown in Fig. R17.2.3.4.3.

طول التمدد - طول المسمار التي تم تصميم الاستطالات غير المرنة لتحديد تحت الحمولات الزلزالية. على سبيل المثال الشكل الذي يوضح طول التمدد

موضح في الشكل. R17.2.3.4.3

CODE الكود

structural integrity—ability of a structure through strength, redundancy, ductility, and detailing of reinforcement to redistribute stresses and maintain overall stability if localized damage or significant overstress occurs.

السلامة الإنشائية - قدرة المنشأ من خلال المقاومة، التكرار، الليونة، وتفصيل التسليح لإعادة توزيع الاجهادات والحفاظ على الاستقرار العام إذا حدث تلف موضعي أو أجهادات عالية.

structural system—interconnected members designed to meet performance requirements.

النظام الإنشائي - عناصر مترابطة مصممة لتلبية متطلبات الأداء.

structural truss—assemblage of reinforced concrete members subjected primarily to axial forces.

جملون أنشائي - تجميع أعضاء الخرسانة المسلحة المعرضين أساساً للقوى المحورية.

structural wall—wall proportioned to resist combinations of shears, moments, and axial forces in the plane of the wall; a shear wall is a structural wall.

جدار أنشائي (جدار القص) - جدار مناسب لمقاومة تراكيب القص، العزوم، والقوى المحورية في مستوى الجدار؛ جدار القص هو الجدار الإنشائي.

structural wall, ordinary reinforced concrete—a wall complying with **Chapter 11**.

جدار القص، الخرسانة المسلحة العادية - الجدار المطابق للفصل 11.

structural wall, ordinary plain concrete—a wall complying with **Chapter 14**.

جدار القص، الخرسانة الغير مسلحة العادية - الجدار المطابق للفصل 14.

structural wall, intermediate precast—a wall complying with **18.5**.

جدار القص، متوسط مسبق الصب - جدار يتناسب مع 18.5.

structural wall, special—a cast-in-place structural wall in accordance with **18.2.3** through **18.2.8** and **18.10**; or a precast structural wall in accordance with **18.2.3** through **18.2.8** and **18.11**.

جدار القص، الخاص - جدار قص مصبوب في الموقع وفقاً لـ 18.2.3 حتى 18.2.8 و 18.10 ؛ أو جدار مسبق الصب حسب 18.2.3 حتى 18.2.8 و 18.11.

strut—compression member in a strut-and-tie model representing the resultant of a parallel or a fan-shaped compression field.

COMMENTARY التعليق

structural wall, intermediate precast—Requirements of 18.5 are intended to result in an intermediate precast structural wall having minimum strength and toughness equivalent to that for an ordinary reinforced concrete structural wall of cast-in-place concrete. A precast concrete wall not satisfying the requirements of 18.5 is considered to have ductility and structural integrity less than that for an intermediate precast structural wall.

جدار القص، متوسط مسبق الصب - يقصد بالمتطلبات 18.5 أن ينتج جدار القص المتوسط مسبق الصب يحتوي على أدنى قوة وصلابة تكافئ ذلك الجدار القص الخرسانتي المسلح العادي للخرسانة المصبوبة في الموقع. يعتبر الجدار الخرساني مسبق الصب الذي لا يفي بمتطلبات 18.5 أن يكون لديه ليونة وسلامة إنشائية أقل من جدار القص المتوسط مسبق الصب.

structural wall, special—Requirements of 18.2.3 through 18.2.8 and 18.11 are intended to result in a special precast structural wall having minimum strength and toughness equivalent to that for a special reinforced concrete structural wall of cast-in-place concrete.

جدار القص، الخاص - المتطلبات من 18.2.3 إلى 18.2.8 و 18.11 تهدف إلى إنشاء جدار قص خاص مسبق الصب يحتوي على أدنى قوة وصلابة يعادل ذلك الجدار القص الخرساني المسلح الخاص للخرسانة المصبوبة في الموقع.

CODE الكود

الركيزة - عضو ضغط في نموذج الركيزة والشداد يمثل نتيجة منطقة الضغط المتوازية أو على شكل مروحة.

strut, bottle-shaped—strut that is wider at mid-length than at its ends.

ركيزة، على شكل زجاجة - ركيزة أوسع في منتصف الطول مقارنة بنهاياتها.

strut-and-tie model—truss model of a member or of a D-region in such a member, made up of struts and ties connected at nodes and capable of transferring the factored loads to the supports or to adjacent B-regions.

نموذج الركيزة والشداد - نموذج الجمالون لعنصر أو منطقة D في مثل هذا العنصر، تتكون من الركائز والشدادات متصلة في العقد وقادرة على نقل الأحمال المصعدة إلى الركائز أو المناطق B المجاورة.

tendon—in post-tensioned members, a tendon is a complete assembly consisting of anchorages, prestressing reinforcement, and sheathing with coating for unbonded applications or ducts filled with grout for bonded applications.

كابل الشد - أعضاء بعد الشد، كابل الشد هو عبارة عن تجميع كامل يتكون من مسامير، تسليح أجهاد مسبق، وتغليف مع طلاء للتطبيقات أو القنوات غير مترابطة بالجراوت للتطبيقات المترابطة.

tendon, bonded—tendon in which prestressed reinforcement is continuously bonded to the concrete through grouting of ducts embedded within the concrete cross section.

كابل الشد - المترابط - كابل الشد الذي يتم فيه ربط التسليح للأجهاد المسبق باستمرار بالخرسانة من خلال حشو القنوات المغمورة داخل المقطع العرضي الخرساني.

tendon, external—a tendon external to the member concrete cross section in post-tensioned applications.

كابل الشد، خارجي - كابل شد خارجي إلى المقطع العرضي للعناصر في تطبيقات بعد الشد.

tendon, unbonded—tendon in which prestressed reinforcement is prevented from bonding to the concrete. The prestressing force is permanently transferred to the concrete at the tendon ends by the anchorages only.

كابل الشد، غير مترابط - كابل الشد الذي يتم فيه منع التسليح للأجهاد المسبق من الارتباط بالخرسانة. يتم نقل القوة للأجهاد المسبق بشكل دائم إلى الخرسانة في نهايات كابل الشد بواسطة المسامير فقط.

tension-controlled section—a cross section in which the net tensile strain in the extreme tension steel at nominal strength is greater than or equal to 0.005.

COMMENTARY التعليق

tendon, external—In new or existing post-tensioned applications, a tendon totally or partially external to the member concrete cross section, or inside a box section, and attached at the anchor device and deviation points.

كابل الشد، الخارجي - في التطبيقات الجديدة أو الحالية بعد الشد، وكابل الشد الخارجي كلياً أو جزئياً إلى المقطع العرضي للعنصر الخرساني، أو داخل المقطع الصندوقي، ومرفق في جهاز التثبيت ونقاط الانحراف.

CODE الكود

مقطع الشد المتحكم - مقطع عرضي يكون فيه أنفعال الشد في حديد الشد الخارجي عند قوة اسمية أكبر من أو يساوي 0.005.

tie—(a) loop of reinforcing bar or wire enclosing longitudinal reinforcement; a continuously wound transverse bar or wire in the form of a circle, rectangle, or other polygonal shape without reentrant corners enclosing longitudinal reinforcement; see also **stirrup, hoop**; (b) tension element in a strut-and-tie model.

الشداد - (أ) حلقة من سيخ التسليح أو الأسلاك التي تتضمن تسليح طولية؛ أو سلك ؛ سيخ عرضي أو سلك بشكل مستمر على شكل دائرة أو مستطيل أو أي شكل مضلع آخر بدون زوايا تتضمن التسليح الطولي؛ انظر أيضا الكائنة، الطوق؛ (ب) عنصر الشد في نموذج ركيزة-شداد.

transfer—act of transferring stress in prestressing reinforcement from jacks or pretensioning bed to concrete member.

الانتقال - نقل الإجهاد في تسليح الإجهاد المسبق من الرافعات أو أسطح الشد المسبق إلى عنصر خرساني.

transfer length—length of embedded pretensioned reinforcement required to transfer the effective prestress to the concrete.

طول الانتقال - الطول المغمور لتسليح الشد المسبق المطلوبة لنقل الإجهاد المسبق الفعال للخرسانة.

two-way construction—members designed to be capable of supporting loads through bending in two directions; some slabs and foundations are considered two-way construction. See also **one-way construction**.

بناء ذو اتجاهين - أعضاء مصممة لتكون قادرة على دعم الأحمال من خلال الانحناء في اتجاهين؛ وتعتبر بعض البلاطات والأساسات بناء في اتجاهين. انظر أيضا بناء في اتجاه واحد.

wall—a vertical element designed to resist axial load, lateral load, or both, with a horizontal length-to-thickness ratio greater than 3, used to enclose or separate spaces.

جدار - عنصر رأسي مصمم لمقاومة الحمل المحوري، الحمل الجانبي، أو كليهما، ونسبة الطول الأفقي إلى السماكة تكون أكبر من 3، تستخدم لإحاطة أو فصل المساحات.

wall segment—portion of wall bounded by vertical or horizontal openings or edges.

مقطع الجدار - جزء من الجدار تحده فتحات أو حواف عمودية أو أفقية.

COMMENTARY التعليق

CODE الكود

wall segment, horizontal—segment of a structural wall, bounded vertically by two openings or by an opening and an edge.

مقطع الجدار، أفقي - مقطع الجدار الانشائي، يحده عمودياً بفتحتين أو بفتحة وحافة.

wall segment, vertical—segment of a structural wall, bounded horizontally by two openings or by an opening and an edge; wall piers are vertical wall segments.

مقطع الجدار، عمودي - مقطع جدار انشائي، يحده أفقياً بفتحتين أو بفتحة وحافة؛ ركانز الجدار هي القطاعات الرأسية للجدار.

wall pier—a vertical wall segment within a structural wall, bounded horizontally by two openings or by an opening and an edge, with ratio of horizontal length to wall thickness (ℓ_w/b_w) less than or equal to 6.0, and ratio of clear height to horizontal length (h_w/ℓ_w) greater than or equal to 2.0.

ركانز الجدار - مقطع الجدار الراسي داخل جدار انشائي، يحده أفقياً بفتحتين أو بفتحة وحافة، مع نسبة طول أفقية إلى سمك الجدار (ℓ_w/b_w) أقل من أو تساوي 6.0 ، ونسبة الارتفاع الصافي إلى الطول الأفقي (h_w/ℓ_w) أكبر من أو يساوي 2.0.

water-cementitious materials ratio—ratio of mass of water, excluding that absorbed by the aggregate, to the mass of cementitious materials in a mixture, stated as a decimal.

نسبة المواد المائية - الاسمنتية - نسبة كتلة الماء، باستثناء تلك التي يمتصها الركام، إلى كتلة المواد الإسمنتية في خليط، موضح كما هو عشري.

work—the entire construction or separately identifiable parts thereof that are required to be furnished under the construction documents.

العمل - البناء بأكمله أو الأجزاء القابلة للتحديد بشكل منفصل والتي يلزم تقديمها بموجب وثائق البناء.

yield strength—specified minimum yield strength or yield point of reinforcement; yield strength or yield point shall be determined in tension according to applicable ASTM standards as modified by this Code.

مقاومة الخضوع - حددت أقل مقاومة للخضوع أو نقطة خضوع التسليح؛ يتم تحديد مقاومة للخضوع أو نقطة خضوع التسليح وفقاً لمعايير ASTM المعمول بها وفقاً لتعديل هذا الكود.

COMMENTARY التعليق

wall segment, horizontal—A horizontal wall segment is shown in Fig. R18.10.4.5.

مقطع الجدار، أفقي - يظهر مقطع الجدار الأفقي في الشكل R.10.10.4.5.

wall pier—Wall piers are vertical wall segments with dimensions and reinforcement intended to result in shear demand being limited by flexural yielding of the vertical reinforcement in the pier.

ركانز الجدار - ركانز الجدار هي مقاطع الجدار العمودي ذات أبعاد وتسليح تهدف إلى طلب القص أن يحد من خضوع الانحناء من التسليح الرأسي في الركيزة.

CODE الكود

CHAPTER 3—REFERENCED STANDARDS

3.1—Scope

3.1.1 Standards, or specific sections thereof, cited in this Code, including Annex, Appendixes, or Supplements where prescribed, are referenced without exception in this Code, unless specifically noted. Cited standards are listed in the following with their serial designations, including year of adoption or revision.

الفصل 3 - معايير مرجعية 3.1.1 المجال

3-1-1 يشار إلى المعايير أو الأقسام ذات المواصفات المحددة في هذا الكود، بما في ذلك الإضافات أو الملحقات أو التكميلات التي تم تحديدها، دون استثناء في هذا الكود، ما لم يتم ذكرها بشكل محدد. يتم سرد المعايير المذكورة فيما يلي مع التسميات التسلسلية، بما في ذلك سنة الاعتماد أو المراجعة.

3.2—Referenced standards

3.2.1 *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*

LRFDUS-6—LRFD Bridge Design Specifications, 6th Edition, 2012, Articles 5.10.9.6, 5.10.9.7.2, and 5.10.9.7.3

LRFDCONS-3—LRFD Bridge Construction Specifications, 3rd Edition, 2010, Article 10.3.2.3

3.2 - معايير مرجعية

3.2.1 الرابطة الأمريكية لمسؤولي الطرق السريعة والنقل (AASHTO) LRFDUS-6 - LRFD محددات تصميم الكمرات، الطبعة السادسة 2012

مادة 5.10.9.6, 5.10.9.7.2, and 5.10.9.7.3

LRFDCONS-3—LRFD

محددات بناء الكمرات الطبعة الثالثة 2010 المادة 10.3.2.3

COMMENTARY التعليق

R 3—REFERENCED STANDARDS

R3.1—Scope

R3.1.1 In this Code, references to standard specifications or other material are to a specific edition of the cited document. This is done by using the complete serial designation for the referenced standard including the title that indicates the subject and year of adoption. All standards referenced in this Code are listed in this chapter, with the title and complete serial designation. In other sections of the Code, referenced standards are abbreviated to include only the serial designation without a title or date. These abbreviated references correspond to specific standards listed in this chapter.

R 3 - معايير مرجعية

R3.1 المجال

R3.1.1 في هذا الكود، تشير المرجعيات إلى المواصفات القياسية أو المواد الأخرى إلى طبعة محددة من الوثيقة المذكورة. يتم ذلك باستخدام تسمية التسلسل الكامل للمعيار المشار إليه بما في ذلك العنوان الذي يشير إلى الموضوع وسنة التبنى. يتم سرد جميع المعايير المشار إليها في هذا الكود في هذا الفصل، مع العنوان وتسمية التسلسل الكامل. في أقسام أخرى من الكود، يتم اختصار المعايير المرجعية لتشمل فقط تسمية التسلسل دون عنوان أو تاريخ. هذه المراجع المختصرة تتوافق مع المواصفات القياسية المدرجة في هذا الفصل.

R3.2—Referenced standards

R3.2.1 Three articles of the AASHTO LRFD Specifications for Highway Bridge Design (AASHTO LRFDUS) and one article of the AASHTO LRFD Construction Specifications (AASHTO LRFDCONS) are cited in **Chapters 2 and 25** of this Code.

R3.2 - المعايير المرجعية

2-2-3 يرد في الفصلين 2 و 25 من هذا الكود ثلاث مواد من مواصفات

AASHTO تصميم جسور الطرق السريعة (AASHTO LRFD)

مواصفات البناء (AASHTO LRFD) ومقال واحد من LRFDUS

(AASHTO LRFDCONS).

CODE الكود

3.2.2 American Concrete Institute (ACI)

301-10—Specifications for Structural Concrete, Article 4.2.3
 318.2-14—Building Code Requirements for Concrete Thin Shells and Commentary
 332-14—Residential Code Requirements for Structural Concrete and Commentary
 355.2-07—Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary
 355.4-11—Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete
 374.1-05—Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing
 423.7-14—Specification for Unbonded Single-Strand Tendon Materials
 550.3-13—Design Specification for Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Special Moment Frames Satisfying ACI 374.1 and Commentary
 ITG-5.1-07—Acceptance Criteria for Special Unbonded Post-Tensioned Precast Structural Walls Based on Validation Testing
 ITG-5.2-09—Requirements for Design of a Special Unbonded Post-Tensioned Precast Wall Satisfying ACI ITG-5.1 and Commentary.

3.2.2 معهد الأمريكي للخرسانة (ACI)

10-301 - محددات للمنشآت الخرسانية، المادة 4.2.3
 14-318.2 - متطلبات كود البناء للبلاطات الرقيقة الخرسانية والتعليق.
 14-332 - متطلبات الكود للمنشآت الخرسانية السكنية والتعليق.
 07-2-355 - كفاءة المسامير الميكانيكية المثبتة لاحقاً في الخرسانة والتعليق.
 11-355.4 - كفاءة المسامير اللاصقة المثبتة لاحقاً في الخرسانة.
 05-374.1 - معايير القبول للإطارات العزوم استناداً إلى الاختبارات الإنشائية.
 14-7، 423 - محددات لمواد كابل الشد الأحادي الغير مترابط.
 13-550.3 - محددات التصميم لأطارات العزوم الخاصة للخرسانة سابقة الصب ولاحقة الشد الغير مترابطة وفقاً لـ ACI 374.1 والتعليق.
 ITG-5.1-07 - معايير القبول للجدران الإنشائية الخاصة سابقة الصب ولاحقة الشد الغير المترابطة استناداً إلى اختبار التحقق من الصحة.
 ITG-5.2-09 - متطلبات تصميم جدار سابقة الصب ولاحقة الشد الغير المترابطة ACI ITG-5.1 والتعليق.

3.2.3 American Society of Civil Engineers (ASCE)

ASCE/SEI 7-10—Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, Sections 2.3.3, Load Combinations Including Flood Loads; and 2.3.4, Load Combinations Including Atmospheric Ice Loads

3.2.3 الجمعية الأمريكية للمهندسين المدنيين (ASCE)

ASCE / SEI 7-10 - أقل أحمال التصميم للمباني والمنشآت الأخرى ، الأقسام 2.3.3 ، تراكيب الاحمال بما في ذلك أحمال الفيضانات ؛ و 2.3.4 ، تراكيب الاحمال بما في ذلك الأحمال الجليد الجوي.

COMMENTARY التعليق

R3.2.2 Article 4.2.3 of ACI 301 is referenced for the method of mixture proportioning cited in 26.4.3.1(b). Prior to 2014, the provisions of ACI 318.2 were specified in Chapter 19 of the ACI 318 Building Code. ACI 355.2 contains qualification requirements for testing and evaluating post-installed expansion and undercut anchors for use in both cracked and uncracked concrete. ACI 355.4 contains qualification requirements for testing and evaluating adhesive anchors for use in both cracked and uncracked concrete. ACI 423.7 requires the use of encapsulated tendon systems for applications subject to this Code.

م 2-2-2 يشير إلى المادة 4-2-3 من ACI 301 لطريقة نسب الخلط المذكورة في 26-4-3-1(ب). قبل عام 2014، تم تحديد أحكام ACI 318.2 في الفصل 19 من كود البناء ACI 318. يحتوي ACI 355.2 على متطلبات التأهيل لاختبار وتقييم مسامير التوسعات والارتدادات بعد الشد للاستخدام في كل من الخرسانة المتشققة وغير المشققة. يحتوي ACI 355.4 على متطلبات التأهيل لاختبار وتقييم المسامير اللاصقة لاستخدامها في كل من الخرسانة المتشققة وغير المشققة. يتطلب ACI 423.7 استخدام أنظمة كابل الشد المغلفة للتطبيقات الخاضعة لهذا الكود.

CODE الكود

3.2.4 *ASTM International*

A36/A36M-12—Standard Specification for Carbon Structural Steel
 A53/A53M-12—Standard Specification for Pipe, Steel, Black and Hot-Dipped, Zinc-Coated, Welded and Seamless
 A184/A184M-06(2011)—Standard Specification for Welded Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement
 A242/A242M-13—Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel
 A307-12—Standard Specification for Carbon Steel Bolts, Studs, and Threaded Rod 60000 PSI Tensile Strength
 A370-14—Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products
 A416/A416M-12a—Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete
 A421/A421M-10—Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete, including Supplementary Requirement SI, Low-Relaxation Wire and Relaxation Testing
 A500/A500M-13—Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes
 A501-07—Standard Specification for Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing
 A572/A572M-13a—Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel
 A588/A588M-10—Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel, up to 50 ksi [345 MPa] Minimum Yield Point, with Atmospheric Corrosion Resistance
 A615/A615M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement
 A706/A706M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement
 A722/A722M-12—Standard Specification for Uncoated High-Strength Steel Bars for Prestressing Concrete
 A767/A767M-09—Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement
 A775/A775M-07b(2014)—Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Reinforcing Bars
 A820/A820M-11—Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete
 A884/A884M-14—Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Wire and Welded Wire Reinforcement
 A934/A934M-13—Standard Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars
 A955/A955M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Bars for Concrete Reinforcement

COMMENTARY التعليق

R3.2.4 The ASTM standards listed are the latest editions at the time these code provisions were adopted. ASTM standards are revised frequently relative to the revision cycle for the Code. Current and historical editions of the referenced standards can be obtained from ASTM International. Use of an edition of a standard other than that referenced in the Code obligates the user to evaluate if any differences in the nonconforming edition are significant to use of the standard. Many of the ASTM standards are combined standards as denoted by the dual designation, such as ASTM A36/ A36M. For simplicity, these combined standards are referenced without the metric (M) designation within the text of the Code and Commentary. In this provision, however, the complete designation is given because that is the official designation for the standard.

4/3/3 تعتبر معايير ASTM المدرجة هي أحدث الإصدارات في الوقت الذي تم فيه اعتماد أحكام الكود. تتم مراجعة معايير ASTM بشكل متكرر نسبة إلى دورة المراجعة الخاصة بالكود. يمكن الحصول على الإصدارات الحالية والتاريخية للمعايير المرجعية من ASTM العالمية. استخدام نسخة من معيار آخر غير تلك المشار إليها في "تعليمات الكود" يلزم على المستخدم بتقييم ما إذا كانت هناك أي اختلافات في الإصدار غير المطابقة المستوفاه إلى استخدام المعيار. العديد من معايير ASTM هي معايير مجمعة كما هو موضح بالتسمية المزدوجة، مثل ASTM A36 / A36M. بالنسبة إلى التبسيط، يتم الإشارة إلى هذه المعايير المجمعة بدون تعيين المقياس (M) في نص الكود والتعليق. ومع ذلك، يتم إعطاء تعيين كامل لأن هذا هو التعيين الرسمي للمعيار.

CODE**الكود**

A970/A970M-13a—Standard Specification for Headed Steel Bars for Concrete Reinforcement, including Annex A1 Requirements for Class HA Head Dimensions

A992/A992M-11—Standard Specification for Structural Steel Shapes

A996/A996M-14—Standard Specification for Rail-Steel and Axle-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement

A1022/A1022M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Stainless Steel Wire and Welded Wire for Concrete Reinforcement

A1035/A1035M-14—Standard Specification for Deformed and Plain, Low-Carbon, Chromium, Steel Bars for Concrete Reinforcement

A1044/A1044M-05(2010)—Standard Specification for Steel Stud Assemblies for Shear Reinforcement of Concrete

A1055/A1055M-10_{el}—Standard Specification for Zinc and Epoxy Dual-Coated Steel Reinforcing Bars

A1060/A1060M-14—Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete

A1064/A1064M-13—Standard Specification for Carbon Steel Wire and Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete

A1085-13—Standard Specification for Cold-Formed Welded Carbon Steel Hollow Structural Sections (HSS)

C29/C29M-09—Standard Test Method for Bulk Density ("Unit Weight") and Voids in Aggregate

C31/C31M-12—Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field

C33/C33M-13—Standard Specification for Concrete Aggregates

C39/C39M-14a—Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens

C42/C42M-13—Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete

C94/C94M-14—Standard Specification for Ready-Mixed concrete

C144-11—Standard Specification for Aggregate for Masonry Mortar

C150/C150M-12—Standard Specification for Portland Cement

C172/C172M-14—Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete

C173/C173M-14—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Volumetric Method

C231/C231M-14—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method

C260/C260M-10a—Standard Specification for Air-Entraining Admixtures for Concrete

C330/C330M-14—Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete

C494/C494M-13—Standard Specification for Chemical

COMMENTARY**التعليق**

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

Admixtures for Concrete

C496/C496M-11—Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens

C567/C567M-14—Standard Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete

C595/C595M-14—Standard Specification for Blended Hydraulic Cements

C618-12a—Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete

C685/C685M-11—Standard Specification for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing

C845/C845M-12—Standard Specification for Expansive Hydraulic Cement

ASTM International 3.2.4

A36 / A36M-12 - المواصفات القياسية للحديد الكربوني الانشائي

A53 / A53M-12 - المواصفات القياسية للأنياب والفلوآز الأسود والساخن المطلي بالزنك والملحوم والغير ملحوم

A184 / A184M-06 (2011) المواصفات القياسية أسياخ الصلب المحلزنة الملحومة للخرسانة المسلحة

A242 / A242M-13 - المواصفات القياسية للصلب الانشائي منخفض السبانك عالي المقاومة

A307-12 - المواصفات القياسية لمسامير الصلب الكربوني ، الكابلات ، وكابلات اللولبية بمقاومة شد بـ PSI 60000

A370-14 - طرق الاختبار القياسي و محددات للاختبارات الميكانيكية لمنتجات الفلوآز

A416 / A416M-12a - المواصفات القياسية لكابلات الفلوآز ، غير مغلفة بسبعة أسلاك للخرسانة مسبقة الإجهاد

A421 / A421M-10 - المواصفات القياسية للسلك الفلوآذي غير المعالج بالإجهاد للخرسانة مسبقة الإجهاد ، بما في ذلك المطلب الإضافي SI ، سلك الارتخاء المنخفض واختبار الارتخاء

A500 / A500M-13 - المواصفات القياسية لأنياب الصلب الكربوني الانشائي الملحومة وغير الملحومة في التشكيل على البارد في الاتحناء والأشكال

A501-07 - المواصفات القياسية لأنياب الصلب الكربوني الانشائي الملحومة وغير الملحومة في التشكيل على الساخن

A572 / A572M-13a - المواصفات القياسية للفلوآز الانشائي السبيكي الفاناديوم ذو سبيكة فولاذية عالية المقاومة

A588 / A588M-10 - المواصفات القياسية للفلوآز الانشائي ذي السبيكة المنخفضة عالية المقاومة ، ما يصل إلى 50 ksi [345 MPa] أقل نقطة خضوع، مع مقاومة التآكل في الهواء

A615 / A615M-14 - المواصفات القياسية لأسياخ الصلب الكربوني المحلزن والعادي للخرسانة المسلحة

A706 / A706M-14 - المواصفات القياسية لأسياخ الصلب المحلزنة والعادية منخفضة السبانك للخرسانة المسلحة

A722 / A722M-12 - المواصفات القياسية لأسياخ الصلب الغير مغلفة عالية القوة للخرسانة مسبقة الإجهاد

A767 / A767M-09 - المواصفات القياسية للأسياخ الفلوآز المجلفنة (المجلفنة) الممزوج بالزنك للخرسانة المسلحة

(A775 / A775M-07b) (2014) — المواصفات القياسية لأسياخ التسليح المعدنية المطلية بالايوكسي

A820 / A820M-11 - المواصفات القياسية للألياف الفولاذية للخرسانة المسلحة بالألياف

A884 / A884M-14 - المواصفات القياسية لأسلاك الصلب الملحومة المطلية بالايوكسي

CODE الكود

A934 / A934M-13 - المواصفات القياسية لأسياخ التسليح المعدنية مسبقة الصنع المطلية بالايوكسي

A955 / A955M-14 - المواصفات القياسية لأسياخ الصلب الغير منفعة المحزنة والعادية للخرسانة المسلحة

A970 / A970M-13a - المواصفات القياسية لأسياخ الصلب ذات الرأس للخرسانة المسلحة، بما في ذلك الملحق A1 متطلبات أبعاد رأس HA

A992 / A992M-11 - المواصفات القياسية لأشكال الصلب الإنشائية

A996 / A996M-14 - المواصفات القياسية لأسياخ الصلب وقضيب الصلب المحزنة المحورية للخرسانة المسلحة

— A1022 / A1022M-14 المواصفات القياسية لأسلاك الصلب الغير منفعة المحزنة والعادية وللأسلاك الملحومة للخرسانة المسلحة

A1035 / A1035M-14 - المواصفات القياسية لأسياخ الصلب المحزنة، منخفض الكربون - كروم للخرسانة المسلحة

(2010) A1044 / A1044M-05 - المواصفات القياسية لتراكيبات المسامير الفولاذية لتسليح القص للخرسانة

A1055 / A1055M-10e1 - المواصفات القياسية لأسياخ التسليح الفولاذية المطلي بالزنك والايوكسي

A1060 / A1060M-14 - المواصفات القياسية لأسلاك الصلب الملحومة المطلي بالزنك (المجلفنة) المحزنة والعادية ، للخرسانة

A1064 / A1064M-13 - المواصفات القياسية لأسلاك الصلب الكربوني و الأسلاك الملحومة ، المحزنة والعادية ، للخرسانة

A1085-13 - المواصفات القياسية للمقاطع الانشائية المجوفة المصنوعة من الصلب الكربوني الملحوم على البارد (HSS)

C29 / C29M-09 - طريقة الاختبار القياسي للكثافة السائبة ("وزن الوحدة") و الفراغات في الركام

C31 / C31M-12 - التطبيقات القياسية لصنع ومعالجة عينات اختبار الخرسانة في الميدان

C33 / C33M-13 - المواصفات القياسية للركام في الخرسانة

C39 / C39M-14a - طريقة الاختبار القياسي لمقاومة الضغط لعينات الخرسانة الاسطوانية

C42 / C42M-13 - طريقة الاختبار القياسي للحصول على نواة الحفر واختبارها للجسور الخرسانية

C94 / C94M-14 - المواصفات القياسية للخلطة الخرسانية الجاهزة

C144-11 - المواصفات القياسية للركام في للاسمنت الحجري

C150 / C150M-12 - المواصفات القياسية لاسمنت البورتلاندي

C172 / C172M-14 - التطبيقات القياسية لأخذ عينات الخلطة الخرسانية الطازجة

C173 / C173M-14 - طريقة الاختبار القياسي لمحتوى الهواء في الخلطة الخرسانية الطازجة بواسطة الطريقة الحجمية

C231 / C231M-14 - طريقة الاختبار القياسي لمحتوى الهواء في الخلطة الخرسانية الطازجة بطريقة الضغط

C260 / C260M-10a - المواصفات القياسية لدمج دخول الهواء في الخرسانة

C330 / C330M-14 - المواصفات القياسية للركام خفيف الوزن للخرسانة الإنشائية

C494 / C494M-13 - المواصفات القياسية للخلطات الكيميائية للخرسانة

C496 / C496M-11 - طريقة الاختبار القياسي لمقاومة الشد التشققي لعينات الخرسانة الاسطوانية

C567 / C567M-14 - طريقة الاختبار القياسي لتحديد الكثافة للخرسانة خفيفة الوزن الإنشائية

C595 / C595M-14 - المواصفات القياسية للخرسانة الهيدروليكية الممزوجة

COMMENTARY التعليق

CODE الكود

12a - C618 - المواصفات القياسية لرماد الفحم المتطاير والبوزولان الخام أو المكلس الطبيعي للاستخدام في الخرسانة
C685 / C685M-11 - المواصفات القياسية للخرسانة المصنوعة بواسطة العجينة الحجمية والخلط المستمر
C845 / C845M-12 - المواصفات القياسية للإسمنت الهيدروليكي الموسع

C989/C989M-13—Standard Specification for Slag Cement for Use in Concrete and Mortars
C1012/C1012M-13—Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution
C1017/C1017M-13—Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete
C1077-14—Standard Practice for Laboratories Testing Concrete and Concrete Aggregates for Use in Construction and Criteria for Testing Agency Evaluation
C1116/C1116M-10a—Standard Specification for Fiber Reinforced Concrete
C1157/C1157M-11—Standard Performance Specification for Hydraulic Cement
C1218/C1218M-99(2008)—Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete
C1240-14—Standard Specification for Silica Fume Used in Cementitious Mixtures
C1580-09e1—Standard Test for Water-Soluble Sulfate in Soil
C1582/C1582M-11—Standard Specification for Admixtures to Inhibit Chloride-Induced Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete
C1602/C1602M-12—Standard Specification for Mixing Water Used in the Production of Hydraulic Cement Concrete
C1609/C1609M-12—Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam with Third-Point Loading)
D516-11—Standard Test Method for Sulfate Ion in Water
D4130-08—Standard Test Method for Sulfate Ion in Brackish Water, Seawater, and Brines

C989 / C989M-13 - المواصفات القياسية للخبث الاسمنتي للاستخدام في الخرسانة والاسمنت
C1012 / C1012M-13 - طريقة الاختبار القياسي لطول تغيير قاذف الاسمنت الهيدروليكي المعرضة لمحلول الكبريتي
C1017 / C1017M-13 - المواصفات القياسية للخلطات الكيميائية المستخدمة في إنتاج الخرسانة المتدفقة
C1077-14 - التطبيقات القياسية لمختبرات اختبار الخرسانة والركام الخرساني للاستخدام في التشييد والمعايير لتقييم وكالة الاختبار
C1116 / C1116M-10a - المواصفات القياسية للخرسانة المسلحة بالألياف
C1157 / C1157M-11 - مواصفات الأداء القياسي للإسمنت الهيدروليكي
(C1218 / C1218M-99 (2008) - طريقة الاختبار القياسي للكوريد القابل للذوبان في الماء في الاسمنت والخرسانة
C1240-14 - المواصفات القياسية لبخار السيليكا المستخدمة في الخلطات الاسمنتية
C1580-09e1 - الأختبار القياسي للكبريتات القابلة للذوبان في الماء في التربة
C1582 / C1582M-11 - المواصفات القياسية للخلطات لمنع التآكل الناتج عن كلوريد حديد التسليح في الخرسانة

COMMENTARY التعليق

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

C1602 / C1602M-12 - المواصفات القياسية لخلط المياه المستخدمة في إنتاج الخرسانة الإسمنتية الهيدروليكية
C1609 / C1609M-12 - طريقة الاختبار القياسي لأداء الانحناء للخرسانة المسلحة بالألياف (استخدام كمرّة مع تحميل النقطة الثالثة)
D516-11 - طريقة الاختبار القياسي للأيون الكبريتي في الماء
D4130-08 - طريقة الاختبار القياسي للأيون الكبريتي في مياه معتدلة الملوحة ومياه البحر ومشتقاتها

3.2.5 American Welding Society (AWS)

D1.1/D1.1M: 2010—Structural Welding Code – Steel
D1.4/D1.4M: 2011—Structural Welding Code – Reinforcing Steel

3.2.5 جمعية الأمريكية للحام (AWS)
D1.1 / D1.1M: 2010 - كود اللحام الانشائي - الفولاذ
D1.4 / D1.4M: 2011 - كود اللحام الانشائي - حديد التسليح

CODE الكود

CHAPTER 4—STRUCTURAL SYSTEM REQUIREMENTS

4.1—Scope

4.1.1 This chapter shall apply to design of structural concrete in structures or portions of structures defined in **Chapter 1**.

الفصل 4 - متطلبات النظام الإنشائي
المجال 4.1

4.1.1 ينطبق هذا الفصل على تصميم الخرسانة الإنشائية في المنشآت أو أجزاء من المنشآت الموضحة في الفصل ١

4.2—Materials

4.2.1 Design properties of concrete shall be selected to be in accordance with **Chapter 19**.

المواد 4.2

4.2.1 يجب اختيار خصائص تصميم الخرسانة التي يجب أن تكون متوافقة للفصل 19

4.2.2 Design properties of reinforcement shall be selected to be in accordance with **Chapter 20**.

4.2.2 يجب اختيار خصائص التصميم في التسليح التي يجب أن تكون متوافقة للفصل ٢٠

4.3—Design loads

4.3.1 Loads and load combinations considered in design shall be in accordance with **Chapter 5**.

4.3 - الأحمال التصميمية

4.3.1 يجب أن تكون الأحمال وتراكيب الأحمال التي تم أخذها في الاعتبار التي يجب أن تكون متوافقة للفصل الخامس.

COMMENTARY التعليق

R4—STRUCTURAL SYSTEM REQUIREMENTS

R4.1—Scope

This chapter was added to the 2014 Code to introduce structural system requirements. Requirements more stringent than the Code provisions may be desirable for unusual construction or construction where enhanced performance is appropriate. The Code and Commentary must be supplemented with sound engineering knowledge, experience, and judgment.

R4 - متطلبات النظام الإنشائي

R4.1 المجال

تمت إضافة هذا الفصل إلى كود 2014 لتقديم متطلبات النظام الإنشائي. قد تكون المتطلبات أكثر صرامة من أحكام الكود المرغوبة للبناء الغير مألوف أو البناء حيث يكون الأداء المزود مناسباً. يجب استكمال الكود والتعليق بمعرفة هندسية سليمة وخبرة وحكم.

R4.2—Materials

Chapter 3 identifies the referenced standards permitted for design. **Chapters 19** and **20** establish properties of concrete and steel reinforcement permitted for design. **Chapter 26** presents construction requirements for concrete materials, proportioning, and acceptance of concrete.

R4.2-المواد

يحدد الفصل 3 المعايير المرجعية المسموح بها للتصميم. تحدد الفصول 19 و 20 خصائص التسليح الخرساني والفولاذ المسموح به للتصميم. يعرض الفصل 26 متطلبات البناء للمواد الخرسانية، والنسب، وقبول الخرسانة.

R4.3—Design loads

R4.3.1 The provisions in **Chapter 5** are based on **ASCE/ SEI 7**. The design loads include, but are not limited to, dead loads, live loads, snow loads, wind loads, earthquake effects, prestressing effects, crane loads, vibration, impact, shrinkage, temperature changes, creep, expansion of shrinkage-compensating concrete, and predicted unequal settlement of supports. Other project-specific loads may be specified by the licensed design professional.

R4.3 - الأحمال التصميمية

م 4-3-1 تستند الاحكام الواردة في الفصل 5 على ASCE / SEI 7. وتشمل الأحمال التصميمية، على سبيل المثال لا الحصر، الحمولات الميتة، الأحمال الحية، أحمال الثلج، أحمال الرياح، تأثيرات الزلزال، تأثيرات الإجهاد المسبق، أحمال الرافعة، الاهتزاز، الصدم، والانكماش، وتغيرات درجة الحرارة، والزحف، وتوسيع الخرسانة الإضافية للانكماش، والهبوط المتوقع الغير متكافئة للركائز. يمكن تحديد الأحمال الأخرى المحددة للمشروع من قبل محترف التصميم المرخص.

CODE الكود

4.4—Structural system and load paths

4.4.1 The structural system shall include (a) through (g), as applicable:

- (a) Floor construction and roof construction, including one-way and two-way slabs
- (b) Beams and joists
- (c) Columns
- (d) Walls
- (e) Diaphragms
- (f) Foundations
- (g) Joints, connections, and anchors as required to transmit forces from one component to another

4.4 - النظام الإنشائي ومسارات التحميل

- 4.4.1** يجب أن يشمل النظام الإنشائي (أ) حتى (ز)، حسب الاقتضاء:
- (أ) بناء الأرضيات والسقف، بما في ذلك بلاطات أحادية الاتجاه وذات اتجاهين
 - (ب) الكمرات والأعصاب
 - (ج) الأعمدة
 - (د) الجدران
 - (هـ) الأغشية الإنشائية
 - (و) الأساسات
 - (ز) المفاصل والوصلات والمسامير كما هو مطلوب لنقل القوى من عنصر إلى آخر

4.4.2 Design of structural members including joints and connections given in 4.4.1 shall be in accordance with **Chapters 7** through **18**.

4.4.2 يجب أن يكون تصميم العناصر الإنشائية بما في ذلك المفاصل والوصلات الواردة في 4.4.1 وفقاً للفصول من 7 إلى 18.

COMMENTARY التعليق

R4.4—Structural system and load paths

R4.4.1 Structural concrete design has evolved from emphasizing the design of individual members to designing the structure as an entire system. A structural system consists of structural members, joints, and connections, each performing a specific role or function. A structural member may belong to one or more structural systems, serving different roles in each system and having to meet all the detailing requirements of the structural systems of which they are a part. Joints and connections are locations common to intersecting members or are items used to connect one member to another, but the distinction between members, joints, and connections can depend on how the structure is idealized. Throughout this chapter, the term “members” often refers to “structural members, joints, and connections.” Although the Code is written considering that a structural system comprises these members, many alternative arrangements are possible because not all structural member types are used in all building structural systems. The selection types of the members to use in a specific project and the role or roles these member types play is made by the licensed design professional complying with requirements of the Code.

R4.4 - النظام الإنشائي ومسارات التحميل

4-4-1 تطور التصميم الإنشائي للخرسانة من التأكيد على تصميم العناصر المستقلة لتصميم المنشأ كنظام كامل. يتكون النظام الإنشائي من عناصر هيكلية ومفاصل ووصلات، كل منها يؤدي دوراً أو وظيفة محددة. يمكن أن ينتمي عضو إنشائي إلى واحد أو أكثر من الأنظمة الإنشائية، حيث يخدم أدواراً مختلفة في كل نظام ويتعين عليه تلبية جميع المتطلبات التفصيلية للأنظمة الإنشائية التي هي جزء منها. تعتبر المفاصل والوصلات مواقع مشتركة بين العناصر المتقاطعة أو العناصر المستخدمة للاتصال بأحد العناصر إلى عنصر آخر، ولكن التمييز بين العناصر والمفاصل والوصلات يمكن أن يعتمد على الطريقة المثلى للمنشأ. خلال هذا الفصل، يشير مصطلح “العناصر” في كثير من الأحيان إلى “العناصر الإنشائية والمفاصل والوصلات”. على الرغم من أن الكود مكتوب باعتبار أن النظام الإنشائي يضم هؤلاء العناصر، فإن العديد من الترتيبات البديلة ممكنة لأنه لا يتم استخدام جميع أنواع العناصر الإنشائية في كل نظام البناء الإنشائي. يتم تحديد أنواع اختيار العناصر لاستخدامها في مشروع معين والدور أو الأدوار التي تقوم بها هذه الأنواع من العناصر قبل محترف التصميم المرخص الذي يتوافق مع متطلبات الكود.

R4.4.2 In the chapter for each type of structural member, requirements follow the same general sequence and scope, including general requirements, design limits, required strength, design strength, reinforcement limits, reinforcement detailing, and other requirements unique to the type of member.

4-4-2 في الفصل الخاص بكل نوع من العناصر الإنشائية، تتبع المتطلبات نفس التسلسل والنطاق العام، بما في ذلك المتطلبات العامة وحدود التصميم والقوة المطلوبة والقوة التصميمية وحدود التسليح وتفاصيل التسليح ومتطلبات أخرى فريدة لنوع العنصر

CODE

الكود

4.4.3 It shall be permitted to design a structural system comprising structural members not in accordance with 4.4.1 and 4.4.2, provided the structural system is approved in accordance with 1.10.1.

4.4.3 يسمح بتصميم نظام أنشائي يتألف من عناصر أنشائية لا يتوافق مع 4-4-1 و 4-4-2 ، بشرط الموافقة على النظام الانشائي وفقاً للفقرة 1.10.1.

4.4.4 The structural system shall be designed to resist the factored loads in load combinations given in 4.3 without exceeding the appropriate member design strengths, considering one or more continuous load paths from the point of load application or origination to the final point of resistance.

4.4.4 يجب أن يصمم النظام الانشائي لمقاومة الأحمال المصعدة في تراكيب الأحمال الموضحة في 4.3 بدون تجاوز مقاومة العنصر التصميمية المناسبة، مع الأخذ بعين الاعتبار واحد أو أكثر من مسارات الحمل المتواصلة من نقطة تطبيق الحمل أو النقطة الأصلية إلى نقطة المقاومة.

4.4.5 Structural systems shall be designed to accommodate anticipated volume change and differential settlement.

4.4.5 تصمم الأنظمة الانشائية لتلائم التغيير المتوقع في الحجم والهبوط المتفاوت.

COMMENTARY

التعليق

R4.4.3 Some materials, structural members, or systems that may not be recognized in the prescriptive provisions of the Code may still be acceptable if they meet the intent of the Code. Section 1.10.1 outlines the procedures for obtaining approval of alternative materials and systems.

4-4-3 قد تظل بعض المواد أو العناصر الإنشائية أو الأنظمة التي لا يمكن الاعتراف بها في الشروط الإلزامية من الكود مقبولة إذا كانت تفي بقصد الكود. يوضح المقطع 1.10.1 إجراءات الحصول على الموافقة على المواد والأنظمة البديلة.

R4.4.4 The design should be based on members and connections that provide design strengths not less than the strengths required to transfer the loads along the load path. The licensed design professional may need to study one or more alternative paths to identify weak links along the sequence of elements that constitute each load path.

R4.4.4 يجب أن يعتمد التصميم على العناصر والوصلات التي توفر القوى التصميمية لا تقل عن القوى المطلوبة لنقل الأحمال على طول مسار الحمل. قد يحتاج محترف التصميم المرخص لدراسة مسار بديل واحد أو أكثر لتحديد الروابط الضعيفة على طول تسلسل العناصر التي تشكل كل مسار الحمل.

R4.4.5 The effects of column and wall creep and shrinkage, restraint of creep and shrinkage in long roof and floor systems, creep caused by prestress forces, volume changes caused by temperature variation, as well as potential damage to supporting members caused by these volume changes should be considered in design. Reinforcement, closure strips, or expansion joints are common ways of accommodating these effects. Minimum shrinkage and temperature reinforcement controls cracking to an acceptable level in many concrete structures of ordinary proportions and exposures. Differential settlement or heave may be an important consideration in design. Geotechnical recommendations to allow for nominal values of differential settlement and heave are not normally included in design load combinations for ordinary building structures.

4-4-5 تأثيرات الزحف والانكماش للعمود والجدار، تقيد من الزحف والانكماش في الأسقف الطويلة وأنظمة الأرضيات، الزحف الناتج عن قوى الإجهاد المسبق، تغيرات الحجم الناتجة عن تغير درجات الحرارة، وكذلك الضرر المحتمل للعناصر الداعمة بسبب هذا الحجم ينبغي النظر في التغييرات في التصميم. يعتبر التسليح أو الكانات المغلفة أو فواصل التمدد من الطرق الشائعة لاستيعاب هذه التأثيرات. الحد الأدنى من التحكم في الانكماش ودرجة الحرارة يتحكم في المستوى المقبول في العديد من المنشآت الخرسانية ذات النسب العادية والتعرضات. قد يكون الهبوط المتفاوت أو الكلي أحد الاعتبارات الهامة في التصميم. التوصيات الجيوتقنية للسماح بالقيم الاسمية للهبوط المتفاوت والكلي لا يتم تضمينها عادة في تراكيب الحمل التصميمية لهياكل المباني العادية.

CODE الكود

4.4.6 Seismic-force-resisting system

4.4.6.1 Every structure shall be assigned to a Seismic Design Category in accordance with the general building code or as determined by the authority having jurisdiction in areas without a legally adopted building code.

4.4.6 نظام مقاومة القوة الزلزالية

4.4.6.1 يتم تعيين كل منشأ إلى فئة التصميم الزلزالي وفقاً لكود البناء الموحد أو وفقاً لما تحدده السلطة التي تتمتع بالاختصاص القضائي في المناطق التي ليس لها كود بناء معتمد قانونياً.

4.4.6.2 Structural systems designated as part of the seismic-force-resisting system shall be restricted to those systems designated by the general building code or as determined by the authority having jurisdiction in areas without a legally adopted building code.

4.4.6.2 تقيد الأنظمة الإنشائية المصممة كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية للأنظمة التي يحددها كود البناء الموحد أو كما تحددها السلطة التي لها صلاحية في المناطق التي ليس لها كود بناء معتمد من كود البناء.

4.4.6.3 Structural systems assigned to Seismic Design Category A shall satisfy the applicable requirements of this Code. Structures assigned to Seismic Design Category A are not required to be designed in accordance with Chapter 18.

4.4.6.3 يجب أن تستوفي الأنظمة الإنشائية المخصصة للتصميم الزلزالي فئة A المتطلبات المعمول بها في هذا الكود. لا يُشترط تصميم البنايات المسندة إلى الفئة A من التصميم الزلزالي وفقاً للفصل 18.

4.4.6.4 Structural systems assigned to Seismic Design Category B, C, D, E, or F shall satisfy the requirements of Chapter 18 in addition to applicable requirements of other chapters of this Code.

4.4.6.4 يجب أن تستوفي الأنظمة الإنشائية المخصصة لفئة التصميم الزلزالي B أو C أو D أو E أو F متطلبات الفصل 18 بالإضافة إلى المتطلبات المعمول بها في الفصول الأخرى من هذا الكود.

COMMENTARY التعليق

R4.4.6 Seismic-force-resisting system

R4.4.6.1 Design requirements in the Code are based on the seismic design category to which the structure is assigned. In general, the seismic design category relates to seismic risk level, soil type, occupancy, and building use. Assignment of a building to a seismic design category is under the jurisdiction of a general building code rather than this Code. In the absence of a general building code, ASCE/SEI 7 provides the assignment of a building to a seismic design category.

R4.4.6 نظام مقاومة القوة الزلزالية

R4.4.6.1 تستند متطلبات التصميم في الكود إلى فئة التصميم الزلزالي التي تم تعيين المنشأ لها. وبصفة عامة، ترتبط فئة التصميم الزلزالي بمستوى الخطر الزلزالي ونوع التربة والمشغولية واستخدام المباني. يقع التعيين عن مبنى لفئة التصميم الزلزالي تحت سلطة كود البناء الموحد وليس هذا الكود. في حالة عدم وجود كود البناء الموحد، يوفر ASCE / SEI 7 تخصيص مبنى لفئة التصميم الزلزالي.

R4.4.6.2 The general building code prescribes, through ASCE/SEI 7, the types of structural systems permitted as part of the seismic-force-resisting system based on considerations such as seismic design category and building height. The seismic design requirements for systems assigned to Seismic Design Categories B through F are prescribed in Chapter 18. Other systems can be used if approved by the building official.

R4.4.6.2 م 2-6-4-4 ينص كود البناء الموحد، من خلال ASCE / SEI 7، على أنواع الأنظمة الإنشائية المسموح بها كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية القائمة على اعتبارات مثل فئة التصميم الزلزالي وارتفاع المبنى. إن متطلبات التصميم الزلزالي للأنظمة المخصصة لفئات التصميم الزلزالي من B إلى F موصوفة في الفصل 18. ويمكن استخدام أنظمة أخرى إذا وافق عليها مسؤول البناء.

R4.4.6.3 Structures assigned to Seismic Design Category A are subject to the lowest seismic hazard. Chapter 18 does not apply.

R4.4.6.3 المنشآت المحددة في الفئة A للتصميم الزلزالي تتعرض إلى أقل خطر زلزالي. الفصل 18 لا ينطبق.

R4.4.6.4 Chapter 18 contains provisions that are applicable depending on the seismic design category and on the seismic-force-resisting system used. Not all structural member types have specific requirements in all seismic design categories. For example, Chapter 18 does not include requirements for structural walls in Seismic Design Categories B and C, but does include special provisions for Seismic Design Categories D, E, and F.

R4.4.6.4 يتضمن الفصل 18 أحكاماً تنطبق على فئة التصميم الزلزالي وعلى نظام مقاومة القوى الزلزالية. ليس لجميع أنواع العناصر الإنشائية متطلبات محدّدة في جميع فئات التصميم الزلزالي. على سبيل المثال، لا يتضمن الفصل 18 متطلبات جدران القص الإنشائية في فئات التصميم الزلزالي B و C، ولكنه يتضمن أيضاً أحكاماً خاصة لفئات التصميم الزلزالي D و E و F.

CODE الكود

4.4.6.5 Structural members assumed not to be part of the seismic-force-resisting system shall be permitted, subject to the requirements of 4.4.6.5.1 and 4.4.6.5.2.

4.4.6.5 يجب السماح للعناصر الإنشائية المفترضة ألا تكون جزءاً من نظام مقاومة الزلازل، وفقاً لمتطلبات 4.4.6.5.1 و 4.4.6.5.2.

4.4.6.5.1 In structures assigned to Seismic Design Category B, C, D, E, or F, the effects of those structural members on the response of the system shall be considered and accommodated in the structural design.

4.4.6.5.1 في المنشآت المخصصة لفئة التصميم الزلزالي من فئة B، C، D، E، أو F، سيتم النظر في تأثيرات تلك العناصر الإنشائية على استجابة النظام واستيعابها في التصميم الإنشائي.

4.4.6.5.2 In structures assigned to Seismic Design Category B, C, D, E, or F, the consequences of damage to those structural members shall be considered.

4.4.6.5.2 في المنشآت المخصصة لفئة التصميم الزلزالي من الفئة B أو C أو D أو E أو F، يجب النظر في عواقب الأضرار التي تلحق بتلك العناصر الإنشائية.

4.4.6.5.3 In structures assigned to Seismic Design Category D, E, or F, structural members not considered part of the seismic-force-resisting system shall meet the applicable requirements in Chapter 18.

4.4.6.5.3 في المنشآت المخصصة لفئة التصميم الزلزالي D أو E أو F، يجب أن تستوفي العناصر الإنشائية التي لا تعتبر جزءاً من نظام مقاومة الزلازل المتطلبات السارية في الفصل 18.

4.4.6.6 Effects of nonstructural members shall be accounted for as described in 18.2.2.1 and consequences of damage to nonstructural members shall be considered.

4.4.6.6 يتم حساب تأثيرات العناصر الغير أنشائية كما هو موضح في 18.2.2.1 ونتائج الضرر للعناصر الغير أنشائية يجب النظر فيها.

COMMENTARY التعليق

R4.4.6.5 In Seismic Design Categories D, E, and F, structural members not considered part of the seismic-force-resisting system are required to be designed to accommodate drifts and forces that occur as the building responds to an earthquake.

4-4-5 في فئات التصميم الزلزالي D و E و F، يتعين على العناصر الإنشائية التي لا تعتبر جزءاً من نظام مقاومة القوى الزلزالية، أن تكون مصممة لاستيعاب الأزاحات والقوى التي تحدث عندما يستجيب المبنى للزلازل.

R4.4.6.6 Although the design of nonstructural elements for earthquake effects is not included in the scope of this Code, the potential negative effects of nonstructural elements on the structural behavior need to be considered in Seismic Design Categories B, C, D, E, and F. Interaction of nonstructural elements with the structural system—for example, the shortcolumn effect—had led to failure of structural members and collapse of some structures during earthquakes in the past.

R4.4.6.6 على الرغم من أن تصميم العناصر غير الإنشائية للتأثيرات الزلزالية غير مدرج في نطاق هذه الكود، يجب مراعاة التأثيرات السلبية المحتملة للعناصر غير الإنشائية على السلوك الإنشائي في فئات التصميم الزلزالي B، C، D، E، و F. تفاعل العناصر غير الإنشائية مع النظام الإنشائي - على سبيل المثال، تأثير العمود القصير - أدى إلى فشل العناصر الإنشائية وانهيار بعض الهياكل خلال الزلازل في الماضي.

CODE الكود

4.4.7 Diaphragms

4.4.7.1 Diaphragms, such as floor or roof slabs, shall be designed to resist simultaneously both out-of-plane gravity loads and in-plane lateral forces in load combinations given in 4.3.

4.4.7 الاغشية الانشائية

4.4.7.1 يجب تصميم الاغشية الانشائية، مثل بلاطات الارضية أو السقف، بحيث تقاوم في نفس الوقت الاحمال الرأسية الخارجية والقوى الجانبية الداخلية في تراكيب الاحمال الواردة في 4.3.

4.4.7.2 Diaphragms and their connections to framing members shall be designed to transfer forces between the diaphragm and framing members.

4.4.7.2 يجب تصميم الاغشية الانشائية ووصلاتها مع عناصر الإطار لنقل القوى بين الغشاء الانشائي وعناصر الإطار.

4.4.7.3 Diaphragms and their connections shall be designed to provide lateral support to vertical, horizontal, and inclined elements.

4.4.7.3 يجب تصميم الاغشية الانشائية ووصلاتها لتوفير دعم جانبي لعناصر رأسية وأفقية ومائلة.

4.4.7.4 Diaphragms shall be designed to resist applicable lateral loads from soil and hydrostatic pressure and other loads assigned to the diaphragm by structural analysis.

4.4.7.4 يجب تصميم الاغشية الانشائية لمقاومة الاحمال الجانبية المطبقة من التربة والضغط الهيدروستاتيكي والاحمال الأخرى المخصصة للغشاء الانشائي عن طريق التحليل الإنشائي.

4.4.7.5 Collectors shall be provided where required to transmit forces between diaphragms and vertical elements.

4.4.7.5 يجب توفير المجمعات عند الضرورة لإرسال القوى بين الاغشية الانشائية والعناصر الرأسية.

4.4.7.6 Diaphragms that are part of the seismic force resisting system shall be designed for the applied forces. In structures assigned to Seismic Design Category D, E, and F, the diaphragm design shall be in accordance with Chapter 18.

4.4.7.6 يجب تصميم الاغشية الانشائية التي هي جزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية للقوى المطبقة. في المنشآت المخصصة للتصميم الزلزالي فئة D، E، و F، يجب أن يكون تصميم الغشاء الانشائي وفقاً للفصل 18.

COMMENTARY التعليق

R4.4.7 Diaphragms—Floor and roof slabs play a dual role by simultaneously supporting gravity loads and transmitting lateral forces in their own plane as a diaphragm. General requirements for diaphragms are provided in Chapter 12, and roles of the diaphragm described in the Commentary to that chapter. Additional requirements for design of diaphragms in structures assigned to Seismic Design Categories D, E, and F are prescribed in Chapter 18.

R4.4.7 الاغشية الانشائية - تلعب البلاطات الأرضية والسطحية دوراً مزدوجاً من خلال دعم الاحمال الرأسية ونقل القوى الجانبية في المستوى الخاصة بهم كغشاء أنشائي. يتم توفير المتطلبات العامة للأغشية الانشائية في الفصل 12، وأدوار الأغشية الانشائية الموصوفة في التعليق على ذلك الفصل. هناك متطلبات إضافية لتصميم الاغشية الانشائية في المنشآت المخصصة لفئات التصميم الزلزالي D و E و F موصوفة في الفصل 18.

R4.4.7.5 All structural systems must have a complete load path in accordance with 4.4.4. The load path includes collectors where required.

4.4.7.5 يجب أن يكون لجميع الأنظمة الإنشائية مسار حمولة كاملة وفقاً لـ 4.4.4. يتضمن مسار الحمل مجمعات عند الحاجة.

CODE الكود

4.5—Structural analysis

4.5.1 Analytical procedures shall satisfy compatibility of deformations and equilibrium of forces.

- التحليل الإنشائي

4.5.1 يجب أن تستوفي الإجراءات التحليلية التوافق بين تشوهات القوى وتوازنها.

4.5.2 The methods of analysis given in Chapter 6 shall be permitted.

4.5.2 طرق التحليل المذكورة في الفصل السادس يجب أن تكون مسموح بها.

4.6—Strength

4.6.1 Design strength of a member and its joints and connections, in terms of moment, axial force, shear, torsion, and bearing, shall be taken as the nominal strength S_n multiplied by the applicable strength reduction factor ϕ .

4.6 المقاومة

4.6.1 المقاومة التصميمية لعنصر والمفاصل والوصلات الخاصة به ، من حيث العزم ، القوة المحورية ، القص ، الالتواء ، والتحميل ، يجب أن تؤخذ على أنها المقاومة الاسمية S_n مضروبة في معامل تخفيض المقاومة المطبقة ϕ .

4.6.2 Structures and structural members shall have design strength at all sections, ϕS_n , greater than or equal to the required strength U calculated for the factored loads and forces in such combinations as required by this Code or the general building code.

4.6.2 يجب أن تمتلك المنشآت والعناصر الإنشائية مقاومة تصميمية في جميع المقاطع، ϕS_n ، أكبر من أو يساوي القوة المطلوبة U المحسوبة للأحمال والقوى المصعدة في مثل هذه التراكيب كما هو مطلوب في هذه الكود أو كود البناء الموحد.

COMMENTARY التعليق

R4.5—Structural analysis

The role of analysis is to estimate the internal forces and deformations of the structural system and to establish compliance with the strength, serviceability, and stability requirements of the Code. The use of computers in structural engineering has made it feasible to perform analysis of complex structures. The Code requires that the analytical procedure used meets the fundamental principles of equilibrium and compatibility of deformations, permitting a number of analytical techniques, including the strut-and-tie method required for discontinuity regions, as provided in Chapter 6.

R4.5 - التحليل الإنشائي

يتمثل دور التحليل في تقدير القوى الداخلية وتشوهات النظام الإنشائي وتثبيت الالتزام بالمقاومة، وقابلية الخدمة، ومتطلبات الاستقرار في الكود. جعل استخدام أجهزة الكمبيوتر في الهندسة الإنشائية من الممكن إجراء تحليل للمنشآت المعقدة. يشترط الكود أن يفي الإجراء التحليلي المستخدم بالمبادئ الأساسية لتوازن التشوهات وتوافقها، مما يسمح بعدد من التقنيات التحليلية، بما في ذلك طريقة الركيزة-الشداد المطلوبة لمناطق الانقطاع، على النحو المنصوص عليه في الفصل 6.

R4.6—Strength

The basic requirement for strength design may be expressed as follows:

design strength \geq required strength $\phi S_n \geq U$ In the strength design procedure, the level of safety is provided by a combination of factors applied to the loads and strength reduction factors ϕ applied to the nominal strengths. The strength of a member or cross section, calculated using standard assumptions and strength equations, along with nominal values of material

strengths and dimensions, is referred to as nominal strength and is generally designated S_n . Design strength or usable strength of a member or cross section is the nominal strength reduced by the applicable strength reduction factor ϕ . The purpose of the strength reduction factor is to account for the probability of understrength due to variations of in-place material strengths and dimensions, the effect of simplifying assumptions in the design equations, the degree of ductility, potential failure mode of the member, the required reliability, and significance of failure and existence of alternative load paths for the member in the structure. This Code, or the general building code, prescribes design load combinations, also known as factored load combinations, which define the way different types of loads are multiplied (factored) by individual load factors and then combined to obtain a factored load U . The individual load factors and additive

CODE
الكود

COMMENTARY
التعليق

combination reflect the variability in magnitude of the individual load effect, the probability of simultaneous

occurrence of various load effects, and the assumptions and approximations made in the structural analysis when determining required design strengths. A typical design approach, when linear analysis is applicable, is to analyze the structure for individual unfactored load cases, and then combine the individual unfactored load cases in a factored load combination to determine the design load effects. Where effects of loads are nonlinear—for example, in foundation uplift—the factored loads are applied simultaneously to determine the nonlinear, factored load effect. The load effect includes moments, shears, axial forces, torsions, and bearing forces. Required strength or strengths are the maximum absolute values of negative and positive factored load effects as applicable. Sometimes, design displacements are determined for factored load effects. In the course of applying these principles, the licensed design professional should be aware that providing more strength than required does not necessarily lead to a safer structure because doing so may change the potential failure mode. For example, increasing longitudinal reinforcement area beyond that required for moment strength as derived from analysis without increasing transverse reinforcement could increase the probability of a shear failure occurring prior to a flexural failure.

R4.6-المقاومة

يمكن التعبير عن المتطلبات الأساسية لتصميم القوة على النحو التالي:
قوة التصميم \leq القوة المطلوبة

$$\phi S_n \geq U$$

في إجراء المقاومة التصميمية، يتم توفير مستوى السلامة من خلال مجموعة من المعاملات المطبقة على الأحمال ومعاملات تخفيض المقاومة ϕ المطبقة على القوى الاسمية. يُشار إلى قوة العنصر أو المقطع العرضي، المحسوبة باستخدام الافتراضات المعيارية ومعادلات القوة، إلى جانب القيم الاسمية لأبعاد ومقاومة المواد، على أنها قوة اسمية ويتم تحديدها عمومًا S_n . قوة التصميمية أو القوة القابلة للاستخدام من العنصر أو المقطع العرضي هي القوة الاسمية التي يتم تخفيضها من خلال معامل تخفيض القوة القابل للتطبيق ϕ . الغرض من معامل تخفيض القوة هو حساب احتمالية فقدان القوة بسبب اختلافات في قياسات وأبعاد المواد في الموقع، وأثر تبسيط الافتراضات في معادلات التصميم، ودرجة الليونة، وأسلوب الفشل المحتمل للعنصر، والموثوقية المطلوبة، والدلالة على الفشل ووجود مسارات الحمل البديلة للعنصر في المنشأ. هذا الكود، أو كود المبنى الموحد، يصف تراكيب الأحمال التصميمية

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

والمعروفة أيضاً تراكيب الحمل المصعد، والتي تحدد الطريقة التي تتضاعف بها الأنواع المختلفة من الأحمال (التصعيد) بمعاملات الحمل المستقلة ثم يتم تجميعها للحصول على تحميل مصعد U. معاملات الحمل المستقلة والجمع الإضافي يعيدان التغير في حجم تأثير الحمل المستقل، واحتمالية حدوث تأثيرات الحمل المختلفة في نفس الوقت، والافتراضات والتقديرية المتقاربة في التحليل الإنشائي عند تحديد القوى المطلوبة للتصميم. يتمثل أسلوب التصميم النموذجي، عندما يكون التحليل الخطي قابل للتطبيق، في تحليل المنشآت لحالات التحميل المستقلة الغير مصعدة، ثم دمج حالات التحميل الفردية الغير مصعدة في تركيبة حمل مصعد لتحديد تأثيرات الحمل التصميمي. عندما تكون تأثيرات الأحمال غير خطية - على سبيل المثال، في قوى الرفع للأساسات - يتم تطبيق الأحمال المصعدة في وقت واحد لتحديد تأثير الحمل غير الخطي، وتأثير الحمل المصعد. يتضمن تأثير الحمل العزوم، وقوى القص، والقوى المحورية، والالتواءات، وقوى التحميل. القوة أو القوة المطلوبة هي القيم المطلقة القصوى لتأثيرات الحمل السلبية والإيجابية المصعدة عند الاقتضاء. في بعض الأحيان، يتم تحديد الأزرحة التصميمية لتأثيرات الحمل المصعد. في سياق تطبيق هذه المبادئ، يجب على محترف التصميم المرخص أن يدرك أن توفير المقاومة أكثر من المطلوب لا يؤدي بالضرورة إلى منشأ أكثر أماناً لأن القيام بذلك قد يؤدي إلى تغيير وضع الفشل المحتمل. على سبيل المثال، زيادة منطقة التسليح الطولي إلى تلك المطلوبة لمقاومة العزم المستنتجة من التحليل دون زيادة التسليح العرضي يمكن أن تزيد من احتمال حدوث فشل القص قبل حدوث فشل الانحناء.

CODE الكود

4.7—Serviceability

4.7.1 Evaluation of performance at service load conditions shall consider reactions, moments, torsions, shears, and axial forces induced by prestressing, creep, shrinkage, temperature change, axial deformation, restraint of attached structural members, and foundation settlement.

4.7 الخدمية

4.7.1 تقييم الأداء في حالات الحمل الخدمي يجب أن يأخذ بعين الاعتبار ردود الأفعال، العزوم، الالتواءات، القص، والقوى المحورية الناجمة عن الإجهاد المسبق، الزحف، الانكماش، تغير درجة الحرارة، التشوه المحوري، تقييد العناصر الإنشائية المرفقة، وهبوط الأساس.

4.7.2 For structures, structural members, and their connections, the requirements of 4.7.1 shall be deemed to be satisfied if designed in accordance with the provisions of the applicable member chapters.

4.7.2 بالنسبة للمنشآت والعناصر الإنشائية ووصلاتها، تعتبر متطلبات 4.7.1 متوافقة إذا صُممت وفقاً لأحكام فصول العنصر المعمول بها.

4.8—Durability

4.8.1 Concrete mixtures shall be designed in accordance with the requirements of 19.3.2 and 26.4, considering applicable environmental exposure to provide required durability.

4.8 المتانة

4.8.1 تصمم الخلطات الخرسانية وفقاً لمتطلبات 19.3.2 و 26.4 ، مع مراعاة التعرض البيئي القابل للتطبيق لتوفير المتانة المطلوبة.

4.8.2 Reinforcement shall be protected from corrosion in accordance with 20.6.

4.8.2 يجب حماية التسليح من التآكل في وفقاً 20.6.

COMMENTARY التعليق

R4.7—Serviceability

Serviceability refers to the ability of the structural system or structural member to provide appropriate behavior and functionality under the actions affecting the system. Serviceability requirements address issues such as deflections and cracking, among others. Except as stated in Chapter 24, service-level load combinations are not defined in this Code, but are discussed in Appendix C of ASCE/SEI 7-10. Appendixes to ASCE/SEI 7 are not considered mandatory parts of the standard.

R4.7-الخدمية

تشير إمكانية الخدمة إلى قدرة النظام الإنشائي أو العنصر الإنشائي على توفير السلوك والوظائف المناسبة بموجب الإجراءات التي تؤثر على النظام. تعالج متطلبات الخدمة المشاكل مثل التشقق والتشوهات، ضمن أمور أخرى. باستثناء ما هو مذكور في الفصل 24، لم يتم تعريف تراكيب الأحمال على مستوى الخدمة في هذا الكود، ولكن تتم مناقشتها في الملحق C من ASCE SEI 7-10. لا تعتبر ملحقات ASCE / SEI 7 أجزاء إلزامية من المعيار.

R4.8—Durability

The environment where the structure will be located will dictate the exposure category for materials selection, design details, and construction requirements to minimize potential for premature deterioration of the structure caused by environmental effects. Durability of a structure is also impacted by the level of preventative maintenance, which is not addressed in the Code. Chapter 19 provides requirements for protecting concrete against major environmental causes of deterioration.

R4.8-المتانة

ستحدد البيئة التي سيتم تحديد موقع المنشأ فيها فئة التعرض لاختيار المواد وتفصيل التصميم ومتطلبات البناء لتقليل احتمال حدوث تدهور سابق لأوانه في المنشأ بسبب التأثيرات البيئية. تتأثر أيضاً متانة المنشأ بمستوى الصيانة الوقائية التي لم يتم تناولها في الكود. يوفر الفصل 19 متطلبات لحماية الخرسانة ضد الأسباب البيئية الرئيسية للتدهور.

CODE

الكود

4.9—Sustainability

4.9.1 The licensed design professional shall be permitted to specify in the construction documents sustainability requirements in addition to strength, serviceability, and durability requirements of this Code.

4.9 الاستدامة

4.9.1 يسمح محترف التصميم المرخص بتحديد متطلبات استدامة وثائق البناء بالإضافة إلى المقاومة والخدمية والمتانة بمتطلبات هذا الكود.

4.9.2 The strength, serviceability, and durability requirements of this Code shall take precedence over sustainability considerations.

4.9.2 يجب أن تكون المقاومة والخدمية والمتانة مأخوذة الأولوية في متطلبات هذا الكود على اعتبارات الاستدامة.

4.10—Structural integrity

4.10.1 General

4.10.1.1 Reinforcement and connections shall be detailed to tie the structure together effectively and to improve overall structural integrity.

4.10 - السلامة الإنشائية

4.10.1 عام

4.10.1.1 يجب أن يكون التسليح والوصلات مفصلة لربط المنشأ ببعضه بشكل فعال ولتحسين السلامة الإنشائية بشكل عام.

4.10.2 Minimum requirements for structural integrity

4.10.2 أقل متطلبات للسلامة الإنشائية

4.10.2.1 Structural members and their connections shall be in accordance with structural integrity requirements in Table 4.10.2.1.

4.10.2.1 يجب أن تكون العناصر الإنشائية ووصلاتها وفقا لمتطلبات السلامة الإنشائية في الجدول 4.10.2.1.

COMMENTARY

التعليق

R4.9—Sustainability

The Code provisions for strength, serviceability, and durability are minimum requirements to achieve a safe and durable concrete structure. The Code permits the owner or the licensed design professional to specify requirements higher than the minimums mandated in the Code. Such optional requirements can include higher strengths, more restrictive deflection limits, enhanced durability, and sustainability provisions

R4.9 الاستدامة

تعتبر أحكام الكود المتعلقة بالمقاومة، والخدمة، والمتانة من أقل المتطلبات لتحقيق منشأ خرساني آمن ودائم. يسمح الكود للمالك أو محترف التصميم المرخص له بتحديد متطلبات أعلى من الحد الأدنى المنصوص عليه في الكود. يمكن أن تتضمن هذه المتطلبات الاختيارية قوى عالية وحدود تشوه أكثر تقييداً ومتانة وأحكام استدامة

R4.10—Structural integrity

R4.10.1 General

R4.10.1.1 It is the intent of the structural integrity requirements to improve redundancy and ductility through detailing of reinforcement and connections so that, in the event of damage to a major supporting element or an abnormal loading, the resulting damage will be localized and the structure will have a higher probability of maintaining overall stability. Integrity requirements for selected structural member types are included in the corresponding member chapter in the sections noted.

R4.10 - السلامة الإنشائية

R4.10.1 عام

R4.10.1.1 الغرض من متطلبات السلامة الإنشائية هو تحسين التكرار والليونة من خلال تفصيل التسليح والوصلات بحيث ، في حالة تلف عنصر دعم رئيسي أو تحميل غير طبيعي ، سوف يتم تحديد الضرر الناتج وسيكون للمنشأ احتمالية صيانة أعلى للحفاظ على الثبات الكلي. يتم تضمين متطلبات السلامة لأنواع العناصر الإنشائية المحددة للعنصر المماثل في الفصل في الأقسام المذكورة.

R4.10.2 Minimum requirements for structural integrity—

Structural members and their connections referred to in this section include only member types that have specific requirements for structural integrity. Notwithstanding, detailing requirements for other member types address structural integrity indirectly. Such is the case for detailing of one-way slabs as provided in 7.7.

R4.10.2 الحد الأدنى لمتطلبات السلامة الإنشائية

تشمل العناصر الإنشائية ووصلاتها المشار إليها في هذا المقطع فقط أنواع العناصر التي تحتوي على متطلبات محددة للسلامة الإنشائية. على الرغم من ذلك، فإن المتطلبات التفصيلية لأنواع العناصر الأخرى تعالج السلامة الإنشائية بشكل غير مباشر. هذا هو الحال بالنسبة للتفاصيل عن بلاطات في اتجاه واحد كما هو منصوص عليه في 7.7.

CODE

الكود

Table 4.10.2.1—Minimum requirements for structural integrity

جدول 4.10.2.1 أقل متطلبات للسلامة الإنشائية

Table 4.10.2.1—Minimum requirements for structural integrity

Member type	Section
Nonprestressed two-way slabs	8.7.4.2
Prestressed two-way slabs	8.7.5.6
Nonprestressed two-way joist systems	8.8.1.6
Cast-in-place beam	9.7.7
Nonprestressed one-way joist system	9.8.1.6
Precast joints and connections	16.2.1.8

4.11—Fire resistance

4.11.1 Structural concrete members shall satisfy the fire protection requirements of the general building code.

4.11 - مقاومة الحريق

4.11.1 يجب على العناصر المنشآت الخرسانية المقاومة للحريق تلبية متطلبات كود المبنى الموحد.

4.11.2 Where the general building code requires a thickness of concrete cover for fire protection greater than the concrete cover specified in **20.6.1**, such greater thickness shall govern.

4.11.2 عندما يتطلب كود البناء الموحد سمك غطاء خرساني لمقاومة الحريق أكبر من الغطاء الخرساني المحدد في **20.6.1**، يجب أن تحكم هذه السماكة الأكبر.

4.12—Requirements for specific types of construction

4.12.1 Precast concrete systems

4.12.1.1 Design of precast concrete members and connections shall include loading and restraint conditions from initial fabrication to end use in the structure, including form removal, storage, transportation, and erection.

4.12 - متطلبات لأنواع محددة من البناء

4.12.1 أنظمة الخرسانة سابقة الصب

4.12.1.1 يجب أن يشمل تصميم عناصر ووصلات للخرسانة مسبقة الصب في ظروف التحميل والتقييد من التصنيع الأولي إلى الاستخدام النهائي في المنشأ، بما في ذلك الإزالة والتخزين والنقل والتركيب.

COMMENTARY

التعليق

R4.11—Fire resistance

Additional guidance on fire resistance of structural concrete is provided by **ACI 216.1**.

R4.11 - مقاومة الحريق

يتم توفير إرشادات إضافية حول مقاومة المنشأ الخرساني للحريق من خلال **ACI 216.1**.

R4.12—Requirements for specific types of construction

This section contains requirements that are related to specific types of construction. Additional requirements that are specific to member types appear in the corresponding member chapters.

R4.12 - المتطلبات لأنواع محددة من البناء

يحتوي هذا القسم على المتطلبات المتعلقة بأنواع محددة من البناء. تظهر المتطلبات الإضافية المحددة لأنواع العناصر في فصول العناصر المماثلة.

CODE الكود

4.12.1.2 Design, fabrication, and construction of precast members and their connections shall include the effects of tolerances.

4.12.1.2 يجب أن يشمل تصميم وتصنيع وبناء العناصر مسبقة الصب ووصلاتها تأثيرات التفاوت المسموح به.

4.12.1.3 When precast members are incorporated into a structural system, the forces and deformations occurring in and adjacent to connections shall be included in the design.

4.12.1.3 عندما يتم تصميم العناصر مسبقة الصب المدمجة الى النظام الإنشائي، يجب إدراج القوى والتشوهات التي تحدث في وصلات مجاورة لها في التصميم.

4.12.1.4 Where system behavior requires in-plane loads to be transferred between the members of a precast floor or wall system, (a) and (b) shall be satisfied:

- (a) In-plane load paths shall be continuous through both connections and members.
(b) Where tension loads occur, a load path of steel or steel reinforcement, with or without splices, shall be provided.

4.12.1.4 عندما يتطلب سلوك نظام الأحمال للبلاطات على أن يتم تحويلها بين عناصر المسطحات مسبقة الصب أو نظام الجدار يجب استيفاء، (أ) و (ب):
(أ) يجب أن تكون مسارات التحميل داخل البلاطات متواصلة من خلال الوصلات والعناصر الإنشائية.
(ب) عندما تحدث حمولات الشد، يجب توفير مسار الحمل للفولاذ أو حديد التسليح، مع أو بدون الوصلات.

4.12.1.5 Distribution of forces that act perpendicular to the plane of precast members shall be established by analysis or test.

4.12.1.5 يجب أن يتم تثبيت توزيع القوى التي تعمل عمودية على مستوى العناصر مسبقة الصب عن طريق التحليل أو الاختبار.

COMMENTARY التعليق

R4.12.1 *Precast concrete systems*—All requirements in the Code apply to precast systems and members unless specifically excluded. In addition, some requirements apply specifically to precast concrete. This section contains specific requirements for precast systems. Other sections of this Code also provide specific requirements, such as required concrete cover, for precast systems. Precast systems differ from monolithic systems in that the type of restraint at supports, the location of supports, and the induced stresses in the body of the member vary during fabrication, storage, transportation, erection, and the final interconnected configuration. Consequently, the member design forces to be considered may differ in magnitude and direction with varying critical sections at various stages of construction. For example, a precast flexural member may be simply supported for dead load effects before continuity at the supporting connections is established and may be a continuous member for live or environmental load effects due to the moment continuity created by the connections after erection.

R4.12.1 أنظمة الخرسانة سابقة الصب - تنطبق جميع المتطلبات الواردة في الكود على الأنظمة المسبقة للصب والعناصر ما لم يتم استبعادها بشكل محدد. بالإضافة إلى ذلك، تنطبق بعض المتطلبات بشكل محدد على الخرسانة سابقة الصب. يحتوي هذا القسم على متطلبات محددة لأنظمة سابقة الصب. كما توفر الأقسام الأخرى من هذا الكود متطلبات محددة، مثل الغطاء الخرساني المطلوب، لأنظمة مسبقة الصب. تختلف الأنظمة سابقة الصب عن الأنظمة المتجانسة في أن نوع التقييد عند الركائز، وموقع الركائز، والاجهادات الناتجة في جسم العنصر تختلف أثناء التصنيع، التخزين، النقل، المناولة، والخلط المترابط. وبالتالي، فإن قوى التصميمية للعناصر التي يجب النظر فيها قد تختلف من حيث المقدار والاتجاه مع المقاطع الحرجة المختلفة في مراحل مختلفة من البناء. على سبيل المثال، قد يتم تدعيم بسيط لعنصر أحناء مسبق الصب لتأثيرات الحمولة الميتة قبل إنشاء الاستمرارية في التوصيلات الداعمة وقد يكون عنصرًا مستمرًا في تأثيرات الحمل الحي أو البيئي نظرًا لعزم الاستمرارية الناتج عن التوصيلات بعد المناولة

CODE الكود

4.12.2 Prestressed concrete systems

4.12.2.1 Design of prestressed members and systems shall be based on strength and on behavior at service conditions at all critical stages during the life of the structure from the time prestress is first applied.

4.12.2 أنظمة الخرسانة مسبقة الإجهاد

4.12.2.1 يجب أن يعتمد تصميم عناصر وأنظمة الخرسانة مسبقة الإجهاد على القوة والسلوك في الحالات الخدمية في جميع المراحل الحرجة خلال عمر المنشأ من وقت تطبيق أول إجهاد مسبق.

4.12.2.2 Provisions shall be made for effects on adjoining construction of elastic and plastic deformations, deflections, changes in length, and rotations due to prestressing. Effects of temperature change, restraint of attached structural members, foundation settlement, creep, and shrinkage shall also be considered.

4.12.2.4 يجب أن يتم وضع أحكام للتأثيرات على عقد المنشأ من التشوهات المرنة واللدنة، وإحداث تغييرات في الطول، والدوران بسبب الإجهاد المسبق. كما يجب النظر في تأثيرات تغير درجة الحرارة، وتقيد العناصر الإنشائية المرفقة، وهبوط الأساسات، والزحف، والانكماش.

4.12.2.3 Stress concentrations due to prestressing shall be considered in design.

4.12.2.3 يجب النظر في تركيزات الإجهاد بسبب الإجهاد المسبق في التصميم.

4.12.2.4 Effect of loss of area due to open ducts shall be considered in computing section properties before grout in post-tensioning ducts has attained design strength.

4.12.2.4 يجب أن يؤخذ في الاعتبار تأثير فقدان المساحة بسبب القنوات المفتوحة في خصائص المقطع المحسوب قبل أن يصل grout في قنوات ما بعد الشد إلى المقاومة التصميمية.

4.12.2.5 Post-tensioning tendons shall be permitted to be external to any concrete section of a member. Strength and serviceability design requirements of this Code shall be used to evaluate the effects of external tendon forces on the concrete structure.

4.12.2.5 يسمح لكابلات الشد للشد اللاحق لتكون خارجية لأي مقطع خرساني للعنصر. يجب استخدام متطلبات تصميم المقاومة والخدمية في تقييم تأثيرات قوى كابلات الشد الخارجية على المنشأ الخرساني.

COMMENTARY التعليق

R4.12.2 Prestressed concrete systems—Prestressing, as used in the Code, may apply to pretensioning, bonded post tensioning, or unbonded post tensioning. All requirements in the Code apply to prestressed systems and members, unless specifically excluded. This section contains specific requirements for prestressed concrete systems. Other sections of this Code also provide specific requirements, such as required concrete cover for prestressed systems. Creep and shrinkage effects may be greater in prestressed than in nonprestressed concrete structures because of the prestressing forces and because prestressed structures typically have less bonded reinforcement. Effects of movements due to creep and shrinkage may require more attention than is normally required for nonprestressed concrete. These movements may increase prestress losses. Design of externally post-tensioned construction should consider aspects of corrosion protection and fire resistance that are applicable to this structural system.

R4.12.2 أنظمة الخرسانة سابقة الإجهاد - قد تنطبق عملية سابقة الإجهاد ، المستخدمة في الكود ، على سابقة الشد والشد اللاحق المترابط أو الغير مترابط. تنطبق جميع المتطلبات الواردة في الكود على الأنظمة المسبقة الإجهاد وعناصرها، ما لم يتم استبعادها بشكل محدد. يحتوي هذا القسم على متطلبات محددة لأنظمة الخرسانة سابقة الإجهاد. توفر الأقسام الأخرى من هذا الكود أيضًا متطلبات محددة، مثل الغطاء الخرساني المطلوب للأنظمة المسبقة الإجهاد. قد تكون تأثيرات الزحف والانكماش أكبر في الإجهاد المسبق مقارنة بالمنشآت الخرسانية الغير مسبقة الإجهاد بسبب القوى مسبقة الإجهاد، ولأن المنشآت مسبقة الإجهاد عادة ما يكون لها تسليح مترابط أقل. قد تتطلب تأثيرات الأزاحات بسبب الزحف والانكماش قدرًا أكبر من الاهتمام مما هو مطلوب عادة للخرسانة الغير مسبقة الإجهاد. هذه الأزاحات قد تزيد من فواقد الإجهاد المسبق. ينبغي أن يأخذ التصميم اعتبار الشد اللاحق الخارجي للبناء في جوانب الحماية من التآكل ومقاومة الحريق القابلة للتطبيق على هذا النظام الإنشائي

CODE الكود

4.12.3 Composite concrete flexural members

4.12.3.1 This Code shall apply to composite concrete flexural members as defined in Chapter 2.

4.12.3 العناصر الخرسانية المركبة المقاومة للانحناء

4.12.3.1 ينطبق هذا الكود على العناصر الخرسانية المركبة المقاومة للانحناء كما هو مذكور في الفصل 2.

4.12.3.2 Individual members shall be designed for all critical stages of loading.

4.12.3.2 يجب تصميم العناصر المستقلة لجميع المراحل الحرجة للتحميل.

4.12.3.3 Members shall be designed to support all loads introduced prior to full development of design strength of composite members.

4.12.3.3 يجب تصميم العناصر لدعم جميع الأحمال المقدمة قبل التطوير الكامل للمقاومة التصميمية للعناصر المركبة.

4.12.3.4 Reinforcement shall be detailed to minimize cracking and to prevent separation of individual components of composite members.

4-3-3-12-4 يجب أن يكون التسليح مفصلاً لتقليل التشقق ومنع فصل المكونات المستقلة للعناصر المركبة.

4.12.4 Composite steel and concrete construction

4.12.4.1 Composite compression members shall include all members reinforced longitudinally with structural steel shapes, pipe, or tubing with or without longitudinal bars.

4.12.4 البناء الفولاذي والخرساني المركب

4.12.4.1 يجب أن يشمل العناصر المركبة للضغط جميع العناصر المسلحة طولياً بأشكال الفولاذ الإنشائية، والأنابيب، أو الأنابيب مع أو بدون الأسياخ الطولية.

4.12.4.2 The design of composite compression members shall be in accordance with Chapter 10.

4.12.4.2 تصميم العناصر المركبة للضغط يجب أن يكون وفقاً للفصل 10.

4.12.5 Structural plain concrete systems

4.12.5.1 The design of structural plain concrete members, both cast-in-place and precast, shall be in accordance with Chapter 14.

4.12.5 أنظمة الخرسانة العادية الإنشائية

4.12.5.1 يجب أن يكون تصميم عناصر الخرسانة العادية الإنشائية، مسبقة الصب، والمصبوبة في الموقع وفقاً للفصل 14.

COMMENTARY

التعليق

R4.12.3 Composite concrete flexural members—This section addresses structural concrete members, either precast or cast-in-place, prestressed or nonprestressed, consisting of concrete cast at different times intended to act as a composite member when loaded after concrete of the last stage of casting has set. All requirements in the Code apply to these members unless specifically excluded. In addition, some requirements apply specifically to composite concrete flexural members. This section contains requirements that are specific to these elements and are not covered in the applicable member chapters.

R4.12.3 عناصر أنحناء خرسانية مركبة - يتناول هذا القسم عناصر المنشآت الخرسانية، إما مسبقة الصب أو مصبوبة في الموقع، مسبقة الإجهاد أو غير مسبقة الإجهاد، تتكون من صب الخرسانة في أوقات مختلفة تهدف إلى العمل كعنصر مركب عند تحميله بعد خرسانة المرحلة الأخيرة من الصب الموضوع. تنطبق جميع المتطلبات الواردة في الكود على هؤلاء العناصر ما لم يتم استبعادهم بشكل محدد. بالإضافة إلى ذلك، تنطبق بعض المتطلبات بشكل محدد على عناصر الخرسانة المركبة. يحتوي هذا القسم على متطلبات محددة لهذه العناصر ولا يتم تغطيتها في فصول العناصر القابلة للتطبيق.

R4.12.4 Composite steel and concrete construction—This Code only addresses composite steel and concrete columns within its scope.

R4.12.4 البناء الفولاذي والخرساني المركب - يتناول هذه الكود فقط الأعمدة الفولاذية المركبة والأعمدة الخرسانية ضمن نطاقها.

CODE**الكود****4.13—Construction and inspection**

4.13.1 Specifications for construction execution shall be in accordance with **Chapter 26**.

4.13 - البناء والأشرف

4.13.1 يجب أن تكون مواصفات تنفيذ البناء وفقاً للفصل 26.

4.13.2 Inspection during construction shall be in accordance with Chapter 26 and the general building code.

4.13.2 يجب أن يكون الأشرف أثناء البناء وفقاً للفصل 26 وكود البناء الموحد.

4.14—Strength evaluation of existing structures

4.14.1 Strength evaluation of existing structures shall be in accordance with **Chapter 27**.

4.14 - تقييم مقاومة المنشآت القائمة

4.14.1 يجب أن يكون تقييم مقاومة المنشآت القائمة وفقاً للفصل 27.

CHAPTER 5—LOADS**5.1—Scope**

5.1.1 This chapter shall apply to selection of load factors and combinations used in design, except as permitted in **Chapter 27**.

COMMENTARY**التعليق****R4.13—Construction and inspection**

Chapter 26 has been organized to collect into one location the design information, compliance requirements, and inspection provisions from the Code that should be included in construction documents. There may be other information that should be included in construction documents that is not covered in Chapter 26.

R4.13 - البناء والأشرف

تم تنظيم الفصل 26 ليجمع في موقع واحد معلومات التصميم ومتطلبات الامتثال وأحكام الفحص من الكود التي يجب تضمينها في وثائق الإنشاء. قد تكون هناك معلومات أخرى يجب تضمينها في وثائق الإنشاء غير المشمولة في الفصل 26.

R4.14—Strength evaluation of existing structures

Requirements in **Chapter 27** for strength evaluation of existing structures by physical load test address the evaluation of structures subjected to gravity loads only. Chapter 27 also covers strength evaluation of existing structures by analytical evaluation, which may be used for gravity as well as other loadings such as earthquake or wind.

R4.14 - تقييم مقاومة المنشآت القائمة

المتطلبات الواردة في الفصل 27 لتقييم مقاومة المنشآت القائمة عن طريق اختبار الحمل الفيزيائي (المادي) التي تعالج تقييم المنشآت المعرضة للأحمال الرأسية فقط. كما يغطي الفصل 27 تقييم مقاومة المنشآت القائمة عن طريق التقييم التحليلي، والذي يمكن استخدامه في الأحمال الرأسية وكذلك عمليات التحميل الأخرى مثل الزلازل أو الرياح.

R5—LOADS**R5.2—General**

R5.2.1 Provisions in the Code are associated with dead, live, wind, and earthquake loads such as those recommended in **ASCE/SEI 7**. If the service loads specified by the general building code differ from those of **ASCE/SEI 7**, the general building code governs. However, if the nature of the loads contained in a general building code differs considerably from **ASCE/SEI 7** loads, some provisions of this Code may need modification to reflect the difference.

CODE الكود

الفصل 5 - الأحمال

5.1 المجال

5.1.1 ينطبق هذا الفصل على اختيار معاملات وتراكيب الأحمال المستخدمة في التصميم، باستثناء ما هو مسموح به في الفصل 27.

5.2—General

5.2.1 Loads shall include self-weight; applied loads; and effects of prestressing, earthquakes, restraint of volume change, and differential settlement.

5.2 عام

5.2.1 يجب أن تشمل الأحمال الوزن الذاتي. الأحمال المطبقة وتأثيرات الإجهاد المسبق، والزلازل، وتقييد تغيير الحجم، والهبوط المتفاوت.

5.2.2 Loads and Seismic Design Categories (SDCs) shall be in accordance with the general building code, or determined by the authority having jurisdiction.

5.2.2 يجب أن تكون فئات الأحمال والتصميم الزلزالي (SDCs) طبقاً لكود البناء الموحد، أو تحددها السلطة المخولة لها.

5.2.3 Live load reductions shall be permitted in accordance with the general building code or, in the absence of a general building code, in accordance with ASCE/SEI 7

5.2.3 يتم السماح بتخفيضات الأحمال الحية وفقاً للكود البناء الموحد، أو في حالة عدم وجود كود بناء موحد، يكون وفقاً لـ ASCE / SEI 7

COMMENTARY التعليق

R5-الأحمال

R5.2 عام

5-2-1 ترتبط الشروط الواردة في الكود بالأحمال الميتة، الأحمال الحية والرياح والزلازل مثل تلك الموصى بها في ASCE / SEI 7. إذا كانت أحمال الخدمة المحددة بواسطة كود المبنى الموحد تختلف عن تلك الخاصة بـ ASCE / SEI 7 ، يحكم كود المبنى الموحد. ومع ذلك، إذا اختلفت طبيعة الأحمال الواردة في كود المبنى الموحد بشكل كبير من أحمال ASCE / SEI 7 ، فقد تحتاج بعض أحكام هذا الكود إلى تعديل لتعديل الفرق.

R5.2.2 Seismic Design Categories (SDCs) in this Code are adopted directly from ASCE/SEI 7. Similar designations are used by the International Building Code (2012 IBC) and the National Fire Protection Association (NFPA 5000 2012). The BOCA National Building Code (BOCA 1999) and "The Standard Building Code" (SBC 1999) used seismic performance categories. The "Uniform Building Code" (UBC 1997) relates seismic design requirements to seismic zones, whereas editions of ACI 318 prior to 2008 related seismic design requirements to seismic risk levels. Table R5.2.2 correlates SDC to seismic risk terminology used in ACI 318 for several editions before the 2008 edition, and to the various methods of assigning design requirements used in the United States under the various model building codes, the ASCE/SEI 7 standard, and the National Earthquake Hazard Reduction Program (NEHRP 1994). Design requirements for earthquake-resistant structures in this Code are determined by the SDC to which the structure is assigned. In general, the SDC relates to seismic hazard level, soil type, occupancy, and building use. Assignment of a building to an SDC is under the jurisdiction of the general building code rather than this Code.

5-2-2 تُصنف فئات التصميم الزلزالي (SDCs) في هذا الكود مباشرة من ASCE / SEI 7. تستخدم تسميات مماثلة في كود البناء الدولي (IBC 2012) والرابطة الوطنية للحماية من الحرائق (NFPA 5000 2012). استخدم كود البناء الوطني (BOCA 1999) و "كود البناء القياسي" (SBC 1999) فئات الأداء الزلزالي. يشير "كود البناء الموحد" (IBC 1997) إلى متطلبات التصميم الزلزالي للمناطق الزلزالية، في حين أن طبقات ACI 318 قبل عام 2008 تتعلق بمتطلبات التصميم الزلزالي لمستويات المخاطر الزلزالية. يرتبط الجدول R5.2.2 بمركز SDC بمصطلحات مخاطر الزلازل المستخدمة في ACI 318 لعدة إصدارات قبل إصدار عام 2008، وإلى الطرق المختلفة لتعيين متطلبات التصميم المستخدمة في الولايات المتحدة بموجب كودات البناء النموذجية المختلفة، ASCE / SEI 7 القياسي، والبرنامج الوطني للحد من مخاطر الزلازل (NEHRP 1994). يتم تحديد متطلبات التصميم للمنشآت المقاومة للزلازل في هذا الكود من قبل SDC التي تم تعيين المنشأ لها. بشكل عام، يتعلق SDC بمستوى الخطر الزلزالي، ونوع التربة، والمشغولية، واستخدام المباني. يقع التعيين عن مبنى إلى SDC تحت سلطة قانون البناء الموحد وليس هذا الكود

CODE
الكود

COMMENTARY

التعليق

Table R5.2.2—Correlation between seismic-related terminology in model codes

جدول R5.2.2 - العلاقة بين المصطلحات ذات الصلة بالزلازل في الكودات النموذجية

Code, standard, or resource document and edition	Level of seismic risk or assigned seismic performance or design categories as defined in the Code		
ACI 318-08, ACI 318-11, ACI 318-14; IBC of 2000, 2003, 2006, 2009, 2012; NFPA 5000 of 2003, 2006, 2009, 2012; ASCE 7-98, 7-02, 7-05, 7-10; NEHRP 1997, 2000, 2003, 2009	SDC ^[1] A, B	SDC C	SDC D, E, F
ACI 318-05 and previous editions	Low seismic risk	Moderate/intermediate seismic risk	High seismic risk
BOCA National Building Code 1993, 1996, 1999; Standard Building Code 1994, 1997, 1999; ASCE 7-93, 7-95; NEHRP 1991, 1994	SPC ^[2] A, B	SPC C	SPC D, E
Uniform Building Code 1991, 1994, 1997	Seismic Zone 0, 1	Seismic Zone 2	Seismic Zone 3, 4

[1]SDC = seismic design category as defined in code, standard, or resource document.

[2]SPC = seismic performance category as defined in code, standard, or resource document.

1] SDC = فئة التصميم الزلزالي كما تم تعريفها في الكود أو المعيار أو مصدر الوثيقة.

2] SPC = فئة الأداء الزلزالي كما تم تعريفها في الكود أو المعيار أو مصدر الوثيقة.

In the absence of a general building code that prescribes earthquake loads and seismic zoning, it is the intent of Committee 318 that application of provisions for earthquake-resistant design be consistent with national standards or model building codes such as **ASCE/SEI 7, 2012 IBC**, and **NFPA 5000**. The model building codes also specify overstrength factors Ω_o that are related to the seismic-force resisting system used for the structure and design of certain elements.

في حالة عدم وجود كود البناء الموحد الذي يحدد أحمال الزلازل وتقسيم المناطق الزلزالية، فإن الغرض من اللجنة 318 هو أن يكون تطبيق الشروط الخاصة بالتصميم المقاوم للزلازل متماشياً مع المعايير الوطنية أو كودات البناء النموذجية مثل **ASCE / SEI 7**، **IBC 2012** و **NFPA 5000**. تحدد كودات البناء النموذجية أيضاً معاملات التضخيم في المقاومة Ω_o التي ترتبط بنظام مقاومة القوة الزلزالية المستخدمة في منشأ وتصميم عناصر معينة.

CODE

الكود

5.3—Load factors and combinations

5.3.1 Required strength U shall be at least equal to the effects of factored loads in Table 5.3.1, with exceptions and additions in 5.3.3 through 5.3.12.

5.3 — تراكييب ومعاملات الأحمال

5.2.3 يجب أن تكون المقاومة المطلوبة تساوي على الأقل التأثيرات للأحمال المصعدة كما في الجدول 5.3.1 مع الاستثناءات والاضافات في 5.3.3 حتى 5.3.12.

Table 5.3.1—Load combinations

Load combination	Equation	Primary load
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ or } S \text{ or } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

5.3.2 The effect of one or more loads not acting simultaneously shall be investigated.

5.3.2 يجب التحقق في تأثير واحد أو أكثر من الأحمال التي لا تعمل في وقت واحد.

5.3.3 The load factor on live load L in Eq. (5.3.1c), (5.3.1d), and (5.3.1e) shall be permitted to be reduced to 0.5 except for (a), (b), or (c):

- (a) Garages
- (b) Areas occupied as places of public assembly
- (c) Areas where L is greater than 4.8 kN/m²

5.3.3 معامل الحمل على الحمل الحي L في المعادلة (5.3.1c) و (5.3.1d) ، و (5.3.1e) يسمح بتخفيضها إلى 0.5 باستثناء (أ) أو (ب) أو (ج):
 (أ) الكراجات أو مواقف السيارات
 (ب) المناطق المشغولة كأماكن للتجمع العام
 (ج) المناطق التي تكون فيها L أكبر من 4.8 kN/m²

COMMENTARY

التعليق

R5.3—Load factors and combinations

R5.3.1 The required strength U is expressed in terms of factored loads, or related internal moments and forces. Factored loads are the loads specified in the general building code multiplied by appropriate load factors. The factor assigned to each load is influenced by the degree of accuracy to which the load effect usually can be calculated and the variation that might be expected in the load during the lifetime of the structure. Dead loads, because they are more accurately determined and less variable, are assigned a lower load factor than live loads. Load factors also account for variability in the structural analysis used to calculate moments and shears. The Code gives load factors for specific combinations of loads. In assigning factors to combinations of loading, some consideration is given to the probability of simultaneous occurrence. While most of the usual combinations of loadings are included, it should not be assumed that all cases are covered. Due regard is to be given to the sign (positive or negative) in determining U for combinations of loadings, as one type of loading may produce effects of opposite sense to that produced by another type. The load combinations with **0.9D** are included for the case where a higher dead load reduces the effects of other loads. The loading case may also be critical for tension-controlled column sections. In such a case, a reduction in compressive axial load or development of tension with or without an increase in moment may result in a critical load combination. Consideration should be given to various combinations of loading to determine the most critical design condition. This is particularly true when strength is dependent on more than one load effect, such as strength for combined flexure and axial load or shear strength in members with axial load. If unusual circumstances require greater reliance on the strength of particular members than circumstances encountered in usual practice, some reduction in the stipulated strength reduction factors ϕ or increase in the stipulated load factors may be appropriate for such members. Rain load R in Eq. (5.3.1b), (5.3.1c), and (5.3.1d) should account for all likely accumulations of water. Roofs should be designed with sufficient slope or camber to ensure adequate drainage accounting for any long-term deflection of the roof due to the dead loads. If deflection of roof members may result in ponding of water accompanied by increased deflection and additional ponding, the design should ensure that this process is self-limiting. Model building codes and design load references refer to earthquake forces at the strength level, and the corresponding load factor is 1.0 (ASCE/SEI 7; BOCA (1999); SBC (1999); UBC (ICBO 1997); 2012 IBC). In the absence of a general building code that prescribes strength level earthquake effects, a higher load factor on E would be required.

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

R5.3 - تراكيب ومعاملات الأحمال

R5.3.1- يعبر المصطلح القوة المطلوبة U عن الأحمال المصعدة، أو العزوم والقوى الداخلية ذات الصلة. تعتبر الأحمال المصعدة هي الأحمال المحددة في كود المبنى الموحد مضروبة في معاملات الحمولة المناسبة. يتعين المعامل المخصص لكل حمولة إلى درجة الدقة التي يمكن عندها عادة حساب تأثير الحمل والتغير المتوقع في الحمل خلال عمر المنشأ. يتم تعيين الأحمال الميتة، نظراً لأنها أكثر دقة وتحديداً أقل تعقيداً، لمعامل الحمل أقل من الأحمال الحية. يتعين معاملات الحمولة أيضاً إلى التباين في التحليل الإنشائي المستخدم لحساب العزوم وقوى القص. يعطي الكود معاملات الحمل لمجموعات محددة من الأحمال. عند تعيين معاملات لتراكيب الحمل، يتم إعطاء بعض الاعتبار لاحتمال حدوثه في وقت واحد. في حين يتم إدخال معظم التراكيب المعتادة للتحميل، لا ينبغي افتراض أن جميع الحالات مغطاة. وينبغي الاهتمام بإعطاء العلامة (الموجبة أو السالبة) في تحديد U لتراكيب الحمل، لأن أحد أنواع الحمل يمكن أن يؤدي إلى تأثيرات عكسية لتلك التي ينتجها نوع آخر. يتم إدخال تراكيب الحمل مع D0.9 للحالة حيث يقلل الحمل الميت الأعلى من تأثيرات الأحمال الأخرى. قد تكون حالة التحميل ضرورية أيضاً لمقاطع العمود التي يتحكم فيها الشد. في مثل هذه الحالة، قد يؤدي انخفاض حمل الضغط المحوري أو تطور الشد مع أو بدون زيادة في العزم إلى تركيبة حمولة حرجة. وينبغي الاهتمام بإعطاء تراكيب مختلفة من التحميل لتحديد حالة التصميم الأكثر أهمية. ويصح هذا بشكل خاص عندما تعتمد القوة على أكثر من تأثير حمل واحد، مثل المقاومة للانحناء المركب والتحميل المحوري أو مقاومة القص لدى العناصر مع الحمل المحوري. إذا كانت الظروف غير العادية تتطلب اعتماداً أكبر على مقاومة العناصر المعينين مقارنة بالظروف التي تتم مواجهتها في التطبيقات المعتادة، فقد يكون بعض الانخفاض في معاملات تخفيض المقاومة المنصوص عليها ϕ أو الزيادة في معاملات الحمولة المحددة مناسباً لهؤلاء العناصر. حمولة المطر R في المعادل (5.3.1b)، و (5.3.1c)، و (d5.3.1) يجب أن تأخذ في الحسبان جميع تراكبات المياه المحتملة. يجب أن تصمم الأسقف بمنحدر أو منحدر طويل لضمان معالجة مناسبة للصرف لأي عملية تشوه طويلة الأمد للأسقف بسبب الأحمال الميتة. إذا كان من الممكن أن يؤدي تشوه عناصر السقف إلى تجمع الماء مصحوباً بزيادة في التشوه وتجمع إضافي، يجب أن يضمن التصميم أن هذه العملية محددة ذاتياً. تشير أكواد البناء النموذجية ومراجع الحمل التصميمي إلى قوى الزلازل على مستوى القوة، ومعامل التحميل المقابل هو 1.0 (ASCE / SEI 7 ؛ BOCA (1999 ؛ SBC (1999 ؛ UBC (ICBO 1997 ؛ 2012 (IBC). في حالة عدم وجود كود عام للبناء يحدد تأثيرات الزلازل على مستوى القوة، فإن معامل حمولة أعلى على E سيكون مطلوباً.

R5.3.3 The load modification factor in this provision is different than the live load reductions based on the loaded area that may be allowed in the general building code. The live load reduction, based on loaded area, adjusts the nominal live load (L_0 in ASCE/SEI 7) to L . The live load reduction, as specified in the general building code, can be used in combination with the 0.5 load factor specified in this provision.

CODE الكود

5.3.4 If applicable, L shall include (a) through (f):

- (a) Concentrated live loads
- (b) Vehicular loads
- (c) Crane loads
- (d) Loads on hand rails, guardrails, and vehicular barrier systems
- (e) Impact effects
- (f) Vibration effects

5.3.4 إذا كان ذلك ينطبق، يجب أن تتضمن L (أ) إلى (و):

- (أ) الأحمال الحية المركزة
- (ب) حمولات المركبات
- (ج) حمولة رافعة
- (د) الأحمال على قضبان اليد، وحواجز الحماية، وأنظمة حاجز المركبات
- (هـ) تأثيرات الصدم
- (و) تأثيرات الاهتزاز

5.3.5 If wind load W is based on service-level loads, $1.6W$ shall be used in place of $1.0W$ in Eq. (5.3.1d) and (5.3.1f), and $0.8W$ shall be used in place of $0.5W$ in Eq. (5.3.1c).

5.3.5 إذا كان حمل الرياح W يعتمد على الأحمال في مستوى الخدمة، فيتم استخدام $1.6W$ بدلاً من $1.0W$ في المعادلة (d5.3.1) و (f5.3.1)، و يجب استخدام $0.8W$ بدلاً من $0.5W$ في المعادلة (c5.3.1).

COMMENTARY التعليق

R5.3.3 يختلف معامل تعديل الحمل في هذا الحكم عن التخفيضات في الأحمال الحية استناداً إلى منطقة التحميل التي يسمح بها في كود المبنى الموحد. تخفيض الحمل الحية، استناداً إلى منطقة التحميل، تعدل الحمل الحية الاسمي (L_0 في ASCE / SEI 7) إلى L . يمكن استخدام تخفيض الحمل الحية، كما هو محدد في كود المبنى الموحد، مع معامل التحميل 0.5 المحدد في هذا الحكم.

R5.3.5 ASCE/SEI 7 has converted wind loads to strength level and reduced the wind load factor to 1.0. The Code requires use of the previous load factor for wind loads, 1.6, when service-level wind loads are used. For serviceability checks, the commentary to Appendix C of ASCE/SEI 7 provides service-level wind loads W_a .

R5.3.5 تمكن ASCE / SEI 7 من تحويل أحمال الرياح إلى مستوى المقاومة وتخفيض معامل حمل الرياح إلى 1.0. يتطلب الكود استخدام معامل الحمل السابق لأحمال الرياح، 1.6، عند استخدام أحمال الرياح على مستوى الخدمة. بالنسبة لفحوصات الخدمة، يوفر التعليق على الملحق C من ASCE / SEI 7 أحمال الرياح على مستوى الخدمة W_a .

CODE الكود

5.3.6 The structural effects of forces due to restraint of volume change and differential settlement T shall be considered in combination with other loads if the effects of T can adversely affect structural safety or performance. The load factor for T shall be established considering the uncertainty associated with the likely magnitude of T , the probability that the maximum effect of T will occur simultaneously with other applied loads, and the potential adverse consequences if the effect of T is greater than assumed. The load factor on T shall not have a value less than 1.0.

5.3.6 يجب النظر في التأثيرات الإنشائية للقوى الناتجة عن تقييد تغير الحجم والهبوط المتفاوت T جنباً إلى جنب مع الأحمال الأخرى إذا كانت تأثيرات T يمكن أن تؤثر سلباً على السلامة أو الأداء الإنشائي. يجب تحديد معامل الحمل لـ T مع مراعاة عدم التأكد المرتبط بالحدود المحتملة لـ T ، واحتمال حدوث أقصى تأثير لـ T في وقت واحد مع الأحمال الأخرى المطبقة، والعواقب الضارة المحتملة إذا كان تأثير T أكبر من المفترض. يجب ألا يكون معامل الحمل على T قيمة أقل من 1.0.

5.3.7 If fluid load F is present, it shall be included in the load combination equations of 5.3.1 in accordance with (a),

(b), (c) or (d):

(a) If F acts alone or adds to the effects of D , it shall be included with a load factor of 1.4 in Eq. (5.3.1a).

(b) If F adds to the primary load, it shall be included with a load factor of 1.2 in Eq. (5.3.1b) through (5.3.1e).

(c) If the effect of F is permanent and counteracts the primary load, it shall be included with a load factor of 0.9 in Eq. (5.3.1g).

(d) If the effect of F is not permanent but, when present, counteracts the primary load, F shall not be included in Eq. (5.3.1a) through (5.3.1g).

5.3.7 إذا كان حمل السوائل f موجوداً، فيجب إدخاله في معادلات تراكيب الأحمال 5.3.1 وفقاً لـ (أ)، (ب) أو (ج) أو (د):

(أ) إذا كانت F تعمل بمفردها أو تضيف إلى تأثيرات D ، فيجب إدخالها بمعامل حمل يبلغ 1.4 في المعادلة (5.3.1a).

(ب) إذا كانت F تضيف إلى الحمل الأساسي، فيجب إدخالها بمعامل حمل يبلغ 1.2 في المعادلة (5.3.1b) إلى (5.3.1e).

(ج) إذا كان تأثير F ثابتاً ومعاكساً للحمل الأساسي، فيجب إدخالها بمعامل حمل 0.9 في المعادلة (5.3.1g).

(د) إذا كان تأثير F غير دائم ولكن، عند وجوده، فإنه يصد الحمل الأولي، F لا يتم إدخالها في المعادلة 5.3.1a خلال (5.3.1g).

COMMENTARY التعليق

R5.3.6 Several strategies can be used to accommodate movements due to volume change and differential settlement. Restraint of such movements can cause significant member forces and moments, such as tension in slabs and shear forces and moments in vertical members. Forces due to T effects are not commonly calculated and combined with other load effects. Rather, designs rely on successful past practices using compliant structural members and ductile connections to accommodate differential settlement and volume change movement while providing the needed resistance to gravity and lateral loads. Expansion joints and construction closure strips are used to limit volume change movements based on the performance of similar structures. Shrinkage and temperature reinforcement, which may exceed the required flexural reinforcement, is commonly proportioned based on gross concrete area rather than calculated force. Where structural movements can lead to damage of nonductile elements, calculation of the predicted force should consider the inherent variability of the expected movement and structural response. A long-term study of the volume change behavior of precast concrete buildings (Klein and Lindenberg 2009) recommends procedures to account for connection stiffness, thermal exposure, member softening due to creep, and other factors that influence T forces. Fintel et al. (1986) provides information on the magnitudes of volume change effects in tall structures and recommends procedures for including the forces resulting from these effects in design.

5-3-6 يمكن استخدام العديد من الاستراتيجيات لاستيعاب الأحمال بسبب تغير الحجم والهبوط المتفاوت. يمكن أن يؤدي التقييد لمثل هذه الأحمال إلى إحداث قوى وعزوم للعناصر المهمة، مثل الشد في البلاطات وقوى القص والعزوم في العناصر الرأسية. لا تُحسب عادةً القوى الناتجة عن تأثيرات T وتدمج مع تأثيرات الحمولة الأخرى. بدلاً من ذلك، تعتمد التصميمات على تطبيقات الماضي الناجمة باستخدام عناصر هيكلية متوافقة ووصلات مرنة لاستيعاب الهبوط المتفاوت وحركة تغيير الحجم مع توفير المقاومة اللازمة للأحمال الرأسية والأحمال الجانبية. يتم استخدام فواصل التمدد وشرائط إغلاق البناء للحد من حركات تغيير الحجم بناءً على أداء المنشآت المماثلة. إن تسليح الانكماش ودرجة الحرارة، والتي قد تتجاوز تسليح الانحناء المطلوب، عادة ما تكون متناسبة مع بعضها على أساس المساحة الكلية للخرسانة بدلاً من القوة المحسوبة. وحيثما يمكن للأحمال الإنشائية أن تؤدي إلى تلف العناصر الغير مرنة، فإن حساب القوة المتوقعة ينبغي أن يأخذ في الاعتبار التغير الملازم للحركة المتوقعة والاستجابة الإنشائية. توصي دراسة طويلة المدى لسلوك تغيير الحجم للمباني الخرسانية مسبقة الصب (كلاين وليندينبرغ 2009) بإجراءات لمراعاة جساءة الوصلة والتعرض الحراري وتيسير الأعضاء بسبب الزحف وغيرها من العوامل التي تؤثر على قوى Fintel et al. (1986) يوفر معلومات حول كمية تأثيرات تغير الحجم في المنشآت العالية ويوصي بإجراءات إدخال القوى الناتجة عن هذه التأثيرات في التصميم

CODE الكود

5.3.8 If lateral earth pressure H is present, it shall be included in the load combination equations of 5.3.1 in accordance with (a), (b), or (c):

(a) If H acts alone or adds to the primary load effect, it shall be included with a load factor of 1.6.

(b) If the effect of H is permanent and counteracts the primary load effect, it shall be included with a load factor of 0.9.

(c) If the effect of H is not permanent but, when present, counteracts the primary load effect, H shall not be included.

5.3.8 في حالة وجود ضغوط التربة الجانبي H ، فإنه يجب أدخله في معادلات تراكيب الأحمال 5.3.1 وفقاً لـ (a) أو (b) أو (c):
(ا) إذا كان H يعمل بمفرده أو يضيف إلى تأثير الحمل الأساسي، فيجب أدخله بمعامل حمل يبلغ 1.6.
(ب) إذا كان تأثير H دائماً ويعاكس تأثير الحمل الأساسي، فيجب أدخله بمعامل حمل 0.9.
(ج) إذا كان تأثير H غير دائم ولكن، عند وجوده، فإنه يتعارض مع تأثير الحمل الأساسي، لا يتم إدخال H .

5.3.9 If a structure is in a flood zone, the flood loads and the appropriate load factors and combinations of ASCE/SEI 7 shall be used.

5.3.9 إذا كان المنشأ في منطقة فيضان، فيجب استخدام أحمال الفيضان ومعاملات وتراكيب الأحمال المناسبة ASCE / SEI 7.

5.3.10 If a structure is subjected to forces from atmospheric ice loads, the ice loads and the appropriate load factors and combinations of ASCE/SEI 7 shall be used.

5.3.10 إذا تعرض المنشأ لقوى من أحمال الجليد، فيجب استخدام أحمال الثلج ومعاملات وتراكيب الأحمال المناسبة ASCE / SEI 7.

5.3.11 Required strength U shall include internal load effects due to reactions induced by prestressing with a load factor of 1.0.

5.3.11 يجب أن تشمل المقاومة المطلوبة U تأثيرات الحمولة الداخلية بسبب التفاعلات الناتجة عن الإجهاد المسبق بمعامل حمل يبلغ 1.0.

COMMENTARY التعليق

R5.3.8 The required load factors for lateral pressures from soil, water in soil, and other materials, reflect their variability and the possibility that the materials may be removed. The commentary of ASCE/SEI 7 includes additional useful discussion pertaining to load factors for H

R5.3.8 معاملات الحمل المطلوبة للضغوط الجانبية من التربة والمياه في التربة ومواد أخرى ، وتعكس اختلاف وإمكانية إزالة المواد. يتضمن شرح ASCE / SEI 7 مناقشة مفيدة إضافية تتعلق بمعاملات الحمولة لـ H

R5.3.9 Areas subject to flooding are defined by flood hazard maps, usually maintained by local governmental jurisdictions.

٥-٩ حددت المناطق الخاضعة للمخاطر بخرائط الخطر، التي عادة ما تحتفظ بها الهيئات الحكومية المحلية.

R5.3.10 Ice buildup on a structural member increases the applied load and the projected area exposed to wind. ASCE/SEI 7 provides maps of probable ice thicknesses due to freezing rain, with concurrent 3-second gust speeds, for a 50-year return period.

R5.3.10 تراكم الجليد على عنصر أنشائي يزيد من الحمولة المطبقة والمساحة المتوقعة المعرضة للرياح. يوفر ASCE / SEI 7 خرائط لسماكات جليدية محتملة بسبب الأمطار المتجمدة، مع سرعات متزامنة مدتها 3 ثوان، لفترة معاودة لمدة 50 عاماً.

R5.3.11 For statically indeterminate structures, the internal load effects due to reactions induced by prestressing forces, sometimes referred to as secondary moments, can be significant (Bondy 2003; Lin and Thornton 1972; Collins and Mitchell 1997).

R5.3.11 بالنسبة للمنشآت الغير مُحددة أستانتيكيا، يمكن أن تكون تأثيرات الحمل الداخلي الناجمة عن ردود الأفعال التي تحدث بواسطة قوى الأجهاد المسبق ، التي يشار إليها أحياناً بالعزوم الثانوية ، شاملة (Bondy 2003 ؛ Lin و Thornton 1972 ؛ Collins و Mitchell 1997).

CODE**الكود**

5.3.12 For post-tensioned anchorage zone design, a load factor of 1.2 shall be applied to the maximum prestressing reinforcement jacking force.

5.3.12 بالنسبة لتصميم منطقة تثبيت بعد الشد، يتم تطبيق معامل حمل 1.2 على أقصى قوة رفع لتسليح الإجهاد المسبق.

CHAPTER 6—STRUCTURAL ANALYSIS**6.1—Scope**

6.1.1 This chapter shall apply to methods of analysis, modeling of members and structural systems, and calculation of load effects.

الفصل 6 - التحليل الإنشائي**6.1 المجال**

6.1.1 ينطبق هذا الفصل على طرق التحليل، ونمذجة العناصر والأنظمة الإنشائية، وحساب تأثيرات الأحمال.

COMMENTARY**التعليق**

R5.3.12 The load factor of 1.2 applied to the maximum tendon jacking force results in a design load of about 113 percent of the specified prestressing reinforcement yield strength, but not more than 96 percent of the nominal tensile strength of the prestressing reinforcement. This compares well with the maximum anchorage capacity, which is at least 95 percent of the nominal tensile strength of the prestressing steel.

R5.3.12 إن معامل الحمل البالغ 1.2 الذي تم تطبيقه على كابل الشد لقوة الرفع القصوى ينتج عنه حمل تصميمي يبلغ حوالي 113٪ من قوة خضوع تسليح الإجهاد المسبق، ولكن ليس أكثر من 96٪ من قوة الشد الاسمية للتسليح الإجهاد المسبق. ويقارن هذا بشكل جيد مع قدرة التثبيت القصوى، والتي هي على الأقل 95 في المائة من قوة الشد الاسمية لتحديد الإجهاد المسبق.

R6—STRUCTURAL ANALYSIS**R6.1—Scope**

The structural analysis provisions of previous codes have been reorganized to clarify the analysis requirements of this Code. Section 6.2 provides general requirements that are applicable for all analysis procedures. Section 6.2.4 directs the licensed design professional to specific analysis provisions that are not contained in this chapter. Sections 6.2.4.1 and 6.2.4.2 identify analysis provisions that are specific to two-way slabs and walls. Section 6.3 addresses modeling assumptions used in establishing the analysis model. Section 6.4 prescribes the arrangements of live loads that are to be considered in the analysis. Section 6.5 provides a simplified method of analysis for nonprestressed continuous beams and one-way slabs that can be used in place of a more rigorous analysis when the stipulated conditions are satisfied. Section 6.6 includes provisions for a comprehensive first order analysis. Cracked sections and creep are included in the analysis. Section 6.7 includes provisions for an elastic second-order analysis. Inclusion of the effects of cracking and creep is required.

Section 6.8 includes provisions for an inelastic, second order analysis.

Section 6.9 includes provisions for the use of the finite element method.

CODE الكود

6.2—General

6.2.1 Members and structural systems shall be permitted to be modeled in accordance with 6.3.

6.2 عام

6.2.1 يُسمح للعناصر والنظم الإنشائية بأن يتم تصميمها وفقاً للنموذج 6.3.

6.2.2 All members and structural systems shall be analyzed for the maximum effects of loads including the arrangements of live load in accordance with 6.4.

6.2.2 يجب تحليل جميع العناصر والأنظمة الإنشائية للحصول على أقصى تأثير للأحمال بما في ذلك ترتيبات الحمل الحي وفقاً لـ 6.4.

6.2.3 Methods of analysis permitted by this chapter shall be (a) through (e):

- The simplified method for analysis of continuous beams and one-way slabs for gravity loads in 6.5
- First-order in 6.6
- Elastic second-order in 6.7
- Inelastic second-order in 6.8
- Finite element in 6.9

6.2.3 يجب أن تكون طرق التحليل التي يسمح بها هذا الفصل من (أ) إلى (هـ):
(أ) الطريقة المبسطة لتحليل الكمرات المستمرة والبلاطات في اتجاه واحد للأحمال الرأسية في 6.5
(ب) درجة أولى في 6.6
(ج) درجة ثانية - المرن في 6.7
(د) درجة ثانية - الغير مرن في 6.8
(هـ) العنصر المحدود في 6.9

COMMENTARY التعليق

R6 - التحليل الإنشائي

R6.1 المجال

تمت إعادة تنظيم أحكام الكود السابقة للتحليل الإنشائي لتوضيح متطلبات تحليل هذه الكود. يقدم القسم 6.2 المتطلبات العامة القابلة للتطبيق في جميع إجراءات التحليل. القسم 6.2.4 يوجه محترف التصميم المرخص لأحكام التحليل المحددة التي لا ترد في هذا الفصل. تحدد الأقسام 6.2.4.1 و 6.2.4.2 الشروط التحليلية المحددة لبلاطات ثنائية الاتجاه والجدران. يتناول القسم 6.3 افتراضات النمذجة المستخدمة في إنشاء نموذج تحليلي. ينص القسم 6.4 على ترتيبات الأحمال الحية التي يجب أخذها بعين الاعتبار في التحليل. يقدم القسم 6.5 طريقة التحليل المبسطة للكمرات المستمرة الغير مسبقة الأجهاد وبلاطات في اتجاه واحد التي يمكن استخدامها بدلاً من تحليل أكثر صرامة عندما يتم استيفاء الشروط المنصوص عليها. يتضمن القسم 6.6 أحكاماً لتحليل شامل من الدرجة الأولى. يتم إدخال المقاطع المتشققة والزحف في التحليل. يتضمن المقطع 6.7 أحكاماً للتحليل المرن من الدرجة الثانية. مطلوب إدخال تأثيرات التشقق والزحف. يتضمن القسم 6.8 أحكاماً لتحليل غير المرن من الدرجة الثانية. يتضمن القسم 6.9 أحكاماً لاستخدام طريقة العنصر المحدد.

R6.2—General

R6.2.3 A first-order analysis satisfies the equations of equilibrium using the original undeformed geometry of the structure. When only first-order results are considered, slenderness effects are not accounted for. Because these effects can be important, 6.6 provides procedures to calculate both individual member slenderness ($P\delta$) effects and sidesway ($P\Delta$) effects for the overall structure using the first-order results. A second-order analysis satisfies the equations of equilibrium using the deformed geometry of the structure. If the second-order analysis uses nodes along compression members, the analysis accounts for slenderness effects due to lateral deformations along individual members, as well as sidesway of the overall structure. If the second-order analysis uses nodes at the member intersections only, the analysis captures the sidesway effects for the overall structure but neglects individual member slenderness effects. In this case, the moment magnifier method (6.6.4) is used to determine individual member slenderness effects. Finite element analysis was introduced in the 2014 Code to explicitly recognize a widely used analysis method.

R6.2 عام

R6.2.3 يفي التحليل من الدرجة الأولى بمعادلات التوازن باستخدام الشكل الهندسي الأصلي الغير مشوه للمنشأ. عندما يتم النظر في نتائج التحليل من الدرجة الأولى فقط، لا يتم احتساب تأثيرات النحافة. ولأن هذه التأثيرات يمكن أن تكون مهمة، فإن 6.6 يوفر إجراءات لحساب كل من تأثيرات النحافة الفردية للعناصر ($P\delta$) وتأثيرات الانتقال الجانبي ($P\Delta$) لكامل المنشأ باستخدام نتائج التحليل من الدرجة الأولى. يفي تحليل من الدرجة الثانية بمعادلات التوازن باستخدام الشكل الهندسي المشوه للمنشأ. إذا كان تحليل من الدرجة الثانية يستخدم عقداً على طول عناصر الضغط، فالتحليل يحسب تأثيرات النحافة بسبب التشوهات الجانبية على طول العناصر الفردية، بالإضافة إلى الانتقال الجانبي لكامل المنشأ. إذا كان تحليل من الدرجة الثانية يستخدم العقد في تقاطعات العناصر فقط، فإن التحليل يأخذ تأثيرات الانتقال الجانبي لكامل المنشأ ولكنه يهمل تأثيرات النحافة للعنصر الفردي. في هذه الحالة، يتم استخدام طريقة تكبير العزم (6.6.4) لتحديد تأثيرات النحافة للعنصر الفردي. تم تقديم طريقة تحليل العناصر المحدودة في كود 2014 للاعتراف بالضبط بطريقة التحليل المستخدمة على نطاق واسع.

CODE الكود

6.2.4 Additional analysis methods that are permitted include 6.2.4.1 through 6.2.4.4.

6.2.4 طرق التحليل الإضافية المسموح بها تشمل 6.2.4.1 حتى 6.2.4.4.

6.2.4.1 Two-way slabs shall be permitted to be analyzed for gravity loads in accordance with (a) or (b):

- (a) Direct design method in **8.10**
(b) Equivalent frame method in **8.11**

6-2-4-1 يُسمح بتحليل البلاطات ذات الاتجاهين للأحمال الرأسية وفقاً لـ (أ) أو (ب):
(أ) طريقة التصميم المباشر في **8.10**
(ب) طريقة الأطار المكافئ في **8.11**

6.2.4.2 Slender walls shall be permitted to be analyzed in accordance with **11.8** for out-of-plane effects.

6-2-4-2 يسمح بتحليل الجدران النحيفة وفقاً لما هو **11.8** بالنسبة للتأثيرات الخارجية.

6.2.4.3 Diaphragms shall be permitted to be analyzed in accordance with **12.4.2**.

6.2.4.3 يجب أن يسمح بتحليل الأغشية الإنشائية وفقاً لـ **12.4.2**.

6.2.4.4 A member or region shall be permitted to be analyzed and designed using the strut-and-tie method in accordance with **Chapter 23**.

6-2-4-4 يُسمح بتحليل وتصميم العنصر أو العقدة باستخدام طريقة الركيزة-الشداد وفقاً للفصل **23**.

6.2.5 Slenderness effects shall be permitted to be neglected if (a) or (b) is satisfied:

(a) For columns not braced against sidesway

6.2.5 يجب أن يتم إهمال تأثيرات النحافة إذا تم استيفاء (أ) أو (ب):
(أ) للأعمدة الغير مقيدة ضد الحركة الجانبية

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 22 \quad (6.2.5a)$$

(b) For columns braced against sidesway

(ب) للأعمدة المقيدة ضد الحركة الجانبية

COMMENTARY التعليق

R6.2.5 Second-order effects in many structures are negligible. In these cases, it is unnecessary to consider slenderness effects, and compression members, such as columns, walls, or braces, can be designed based on forces determined from first-order analyses. Slenderness effects can be neglected in both braced and unbraced systems, depending on the slenderness ratio ($k\ell_u/r$) of the member. The sign convention for M_1/M_2 has been updated so that M_1/M_2 is negative if bent in single curvature and positive if bent in double curvature. This reflects a sign convention changes from the 2011 Code. The primary design aid to estimate the effective length factor k is the Jackson and Moreland Alignment Charts (Fig. R6.2.5), which provide a graphical determination of k for a column of constant cross section in a multi-bay frame (ACI SP-17(09); Column Research Council 1966). Equations (6.2.5b) and (6.2.5c) are based on Eq. (6.6.4.5.1) assuming that a 5 percent increase in moments due to slenderness is acceptable (MacGregor et al. 1970). As a first approximation, k may be taken equal to 1.0 in Eq. (6.2.5b) and (6.2.5c). The stiffness of the lateral bracing is considered based on the principal directions of the framing system. Bracing elements in typical building structures consist of shear walls or lateral braces. Torsional response of the lateral-force resisting system due to eccentricity of the structural system can increase second-order effects and should be considered.

R6.2.5 إن التأثيرات من الدرجة الثانية في كثير من المنشآت لا تكاد تذكر. في هذه الحالات، لا داعي للنظر في تأثيرات النحافة، ويمكن تصميم عناصر الضغط، مثل الأعمدة أو الجدران أو الأقواس، استناداً إلى القوى المحددة من تحليلات من الدرجة الأولى. يمكن إهمال تأثيرات النحافة في كل من أنظمة التقيد وغير المقيدة، اعتماداً على نسبة النحافة ($k\ell_u/r$) للعنصر. تم تحديث العلامة التقليدية M_1/M_2 بحيث تكون M_1/M_2 سالبة إذا كان منحنياً في انحناء فردي وموجبة إذا كان منحنياً في انحناء مزدوج. هذا يعيد تغيير العلامة التقليدية من كود 2011. إن مساعدة التصميم الأولى لتقدير معامل الطول الفعال k هي مخططات مسار جاكسون ومورلاند (الشكل R6.2.5)، والتي توفر محددات بيانية لـ k لعمود في مقطع العرضي ثابت في إطار متعدد الأضلاع (ACI SP-17(09)؛ Column Research Council 1966). المعادلات (b6.2.5) و (c6.2.5) تستند إلى المعادلة (٦,٦,٤,٥,١)، بافتراض أن الزيادة بنسبة ٥ ٪ في العزوم بسبب النحافة مقبولة (MacGregor et al. 1970). كتقريب أولي، قد يتم أخذ k تساوي 1.0 في المعادلة (6.2.5b) و (c6.2.5). يتم اعتبار جساءة الركائز الجانبية على أساس الاتجاهات الرئيسية لنظام الإطارات. تتكون عناصر التقيد في هياكل المباني النموذجية من جدران القص أو الدعامات الجانبية. يمكن أن تؤدي الاستجابة الالتوائية لنظام مقاومة القوى الجانبية بسبب اللامركزي للنظام الإنشائي إلى زيادة التأثيرات من الدرجة الثانية ويجب أخذها في الاعتبار

CODE
الكود

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 34 + 12(M_1/M_2) \quad (6.2.5b)$$

and

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 40 \quad (6.2.5c)$$

where M_1/M_2 is negative if the column is bent in single curvature, and positive for double curvature. If bracing elements resisting lateral movement of a story have a total stiffness of at least 12 times the gross lateral stiffness of the columns in the direction considered, it shall be permitted to consider columns within the story to be braced against sidesway.

حيث M_1 / M_2 تكون قيمة سالبة إذا كان العمود منحناً في انحناء واحد، وموجبة للانحناء المزدوج. إذا كانت العناصر المقيدة التي تقاوم الحركة الجانبية للطابق لها جساءة إجمالية تبلغ 12 مرة على الأقل من الجساءة الكلية الجانبية للأعمدة في الاتجاه المدروس، فيجب أن يؤخذ في الاعتبار الأعمدة ضمن الطابق لتكون مقيدة ضد الحركة الجانبية.

6.2.5.1 The radius of gyration, r , shall be permitted to be calculated by (a), (b), or (c):

$$(a) \quad r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (6.2.5.1)$$

6.2.5.1 يسمح بقياس نصف قطر الدوران، r ، بحساب (أ) أو (ب) أو (ج):

(b) 0.30 times the dimension in the direction stability is being considered for rectangular columns

(ب) 0.30 مرة في البعد في الاتجاه المستقر يجب ان يؤخذ في الاعتبار للأعمدة مستطيلة

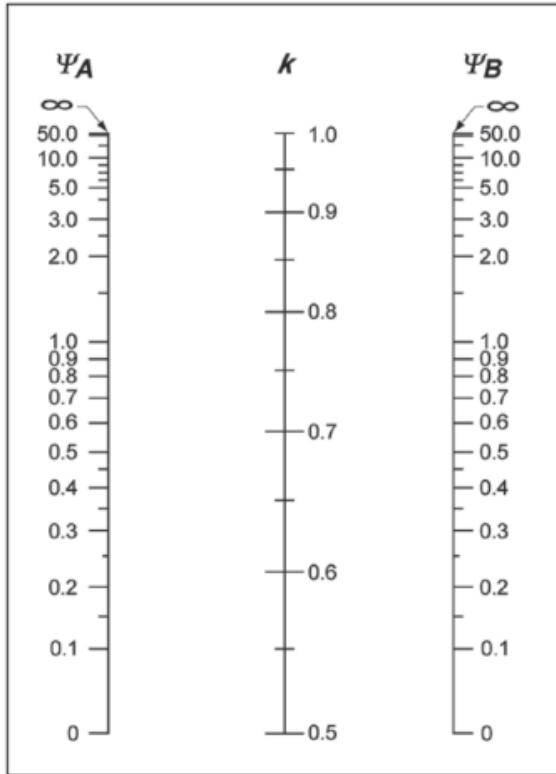
(c) 0.25 times the diameter of circular columns

(ب) 0.25 مرة في القطر للأعمدة الدائرية

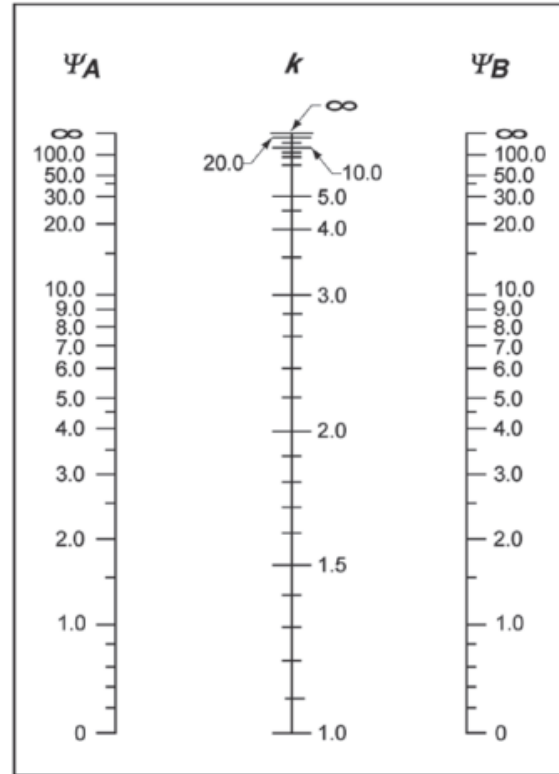
COMMENTARY
التعليق

CODE

COMMENTARY



(a)
Nonsway Frames



(b)
Sway Frames

Ψ = ratio of $\Sigma(EI/\ell_c)$ of columns to $\Sigma(EI/\ell)$ of beams in a plane at one end of a column

ℓ = span length of beam measured center to center of joints

CODE

الكود

Ψ = ratio of $\Sigma(EI/l_e)$ of columns to $\Sigma(EI/l_e)$ of beams in a plane at one end of a column

l = span length of beam measured center to center of joints

Fig. R6.2.5 Effective length factor k .

6.2.5.2 For composite columns, the radius of gyration, r , shall not be taken greater than:

2-5-2-6 بالنسبة للأعمدة المركبة، لا ينبغي أن يكون نصف قطر الدوران، r ، أكبر من:

$$r = \sqrt{\frac{(E_c I_g / 5) + E_s I_{sx}}{(E_c A_g / 5) + E_s A_{sx}}} \quad (6.2.5.2)$$

Longitudinal bars located within a concrete core encased by structural steel or within transverse reinforcement surrounding a structural steel core shall be permitted to be used in calculating A_{sx} and I_{sx} .

يسمح باستخدام الاسياخ الطولية الموجودة في نواة الخرسانة المغطاة بالفولاذ الإنشائي أو داخل التسليح العرضي المحيط بنواة الفولاذ الإنشائي في حساب A_{sx} و I_{sx} .

6.2.6 Unless slenderness effects are neglected as permitted by 6.2.5, the design of columns, restraining beams, and other supporting members shall be based on the factored forces and moments considering second-order effects in accordance with 6.6.4, 6.7, or 6.8. M_u including second-order effects shall not exceed $1.4M_u$ due to first-order effects.

6-2-6 ما لم يتم إهمال تأثيرات النحافة على النحو المسموح به في 6.2.5 ، يجب أن يستند تصميم الأعمدة والكمرات المقيدة والعناصر الداعمة الأخرى إلى القوى المصعدة والعزوم التي تأخذ في اعتبارها التأثيرات من الدرجة الثانية وفقاً للفقرة 6.6.4 ، 6.7 ، أو 6.8. يجب ألا يتجاوز M_u بما في ذلك التأثيرات من الدرجة الثانية $1.4M_u$ بسبب التأثيرات من الدرجة الأولى.

COMMENTARY

التعليق

R6.2.5.2 Equation (6.2.5.2) is provided because the provisions in 6.2.5.1 for estimating the radius of gyration are overly conservative for concrete-filled tubing and are not applicable for members with enclosed structural shapes.

2-5-2-6 تدرج المعادلة (2-5-2-6) بسبب الشروط الواردة في 6.2.5.1 لتقدير نصف قطر الدوران لتكون متحفظة بشكل زائد للأنابيب الخرسانية الممتلئة ولا تنطبق على العناصر ذات الأشكال الإنشائية المغلقة.

R6.2.6 Design considering second-order effects may be based on the moment magnifier approach (MacGregor et al. 1970; MacGregor 1993; Ford et al. 1981), an elastic second order analysis, or a nonlinear second order analysis. Figure R6.2.6 is intended to assist designers with application of the slenderness provisions of the Code. End moments in compression members, such as columns, walls, or braces, should be considered in the design of adjacent flexural members. In nonsway frames, the effects of magnifying the end moments need not be considered in the design of adjacent beams. In sway frames, the magnified end moments should be considered in designing the adjoining flexural members. Several methods have been developed to evaluate slenderness effects in compression members subject to biaxial bending. A review of some of these methods is presented in Furlong et al. (2004). If the weight of a structure is high in proportion to its lateral stiffness, excessive $P\Delta$ effects, where secondary moments are more than 25 percent of the primary moments, may result. The $P\Delta$ effects will eventually introduce singularities into the solution to the equations of equilibrium, indicating physical structural instability (Wilson 1997). Analytical research (MacGregor and Hage 1977) on reinforced concrete frames showed that the probability of stability failure increases rapidly when the stability index Q , defined in 6.6.4.4.1, exceeds 0.2, which is equivalent to a secondary-to-primary moment ratio of 1.25. According to ASCE/SEI 7, the maximum value of the stability coefficient θ , which is close to the ACI stability coefficient Q , is 0.25. The value 0.25 is equivalent to a secondary-to-primary moment ratio of 1.33. Hence, the upper limit of 1.4 on the secondary-to-primary moment ratio was chosen.

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

R6.2.6 يمكن أن يستند التصميم الذي يأخذ في الاعتبار التأثيرات من الدرجة الثانية إلى منهج تكبير العزم (MacGregor et al. 1970)؛ MacGregor (1993؛ Ford et al. 1981) و التحليل المرن من الدرجة الثانية أو تحليل غير خطي من الدرجة الثانية. الغرض من الشكل R6.2.6 هو مساعدة المصممين على تطبيق أحكام الكود للنحافة. يجب مراعاة العزوم النهائية في عناصر الضغط، مثل الأعمدة أو الجدران أو الدعامات، في تصميم عناصر الانحناء المجاورة. في إطارات مقيدة جانبياً، لا يجب النظر في تأثيرات تكبير العزوم النهائية في تصميم الكمرات المجاورة. في إطارات الغير مقيدة جانبياً، ينبغي النظر في تكبير العزوم النهائية في تصميم عناصر الانحناء المجاورة. تم تطوير العديد من الطرق لتقييم تأثيرات النحافة في عناصر الضغط المعرضة لانحناء ذو محورين. يتم عرض مراجعة لبعض هذه الطرق في **Furlong et al. (2004)**. إذا كان وزن المنشأ مرتفعاً بما يتناسب مع الجساءة الجانبية، فقد ينتج عن ذلك تأثيرات ΔP زائدة، حيث تكون العزوم الثانوية أكثر من 25٪ من العزوم الأساسية. في نهاية المطاف، ستؤدي تأثيرات ΔP إلى إدخال المفردات في حل معادلات التوازن، مما يشير إلى عدم الاستقرار الإنشائي المادي (Wilson 1997). أظهر البحث التحليلي (MacGregor و Hage 1977) على إطارات خرسانية مسلحة أن احتمال حدوث فشل في الاستقرار يزيد بسرعة عندما يتجاوز مؤشر الاستقرار Q ، المحدد في 6.6.4.4.1، 0.2، وهو ما يعادل نسبة العزوم الثانوية إلى الأساسية من 1.25. طبقاً لـ ASCE / SEI 7 ، فإن القيمة القصوى معامل الاستقرار θ ، والتي تكون قريبة من Q ACI معامل الاستقرار ، هي 0.25. تعادل القيمة 0.25 نسبة العزوم الثانوية إلى الأساسية 1.33. ومن ثم، فقد تم اختيار الحد الأعلى البالغ 1.4 في نسبة العزوم الثانوية إلى الأساسية.

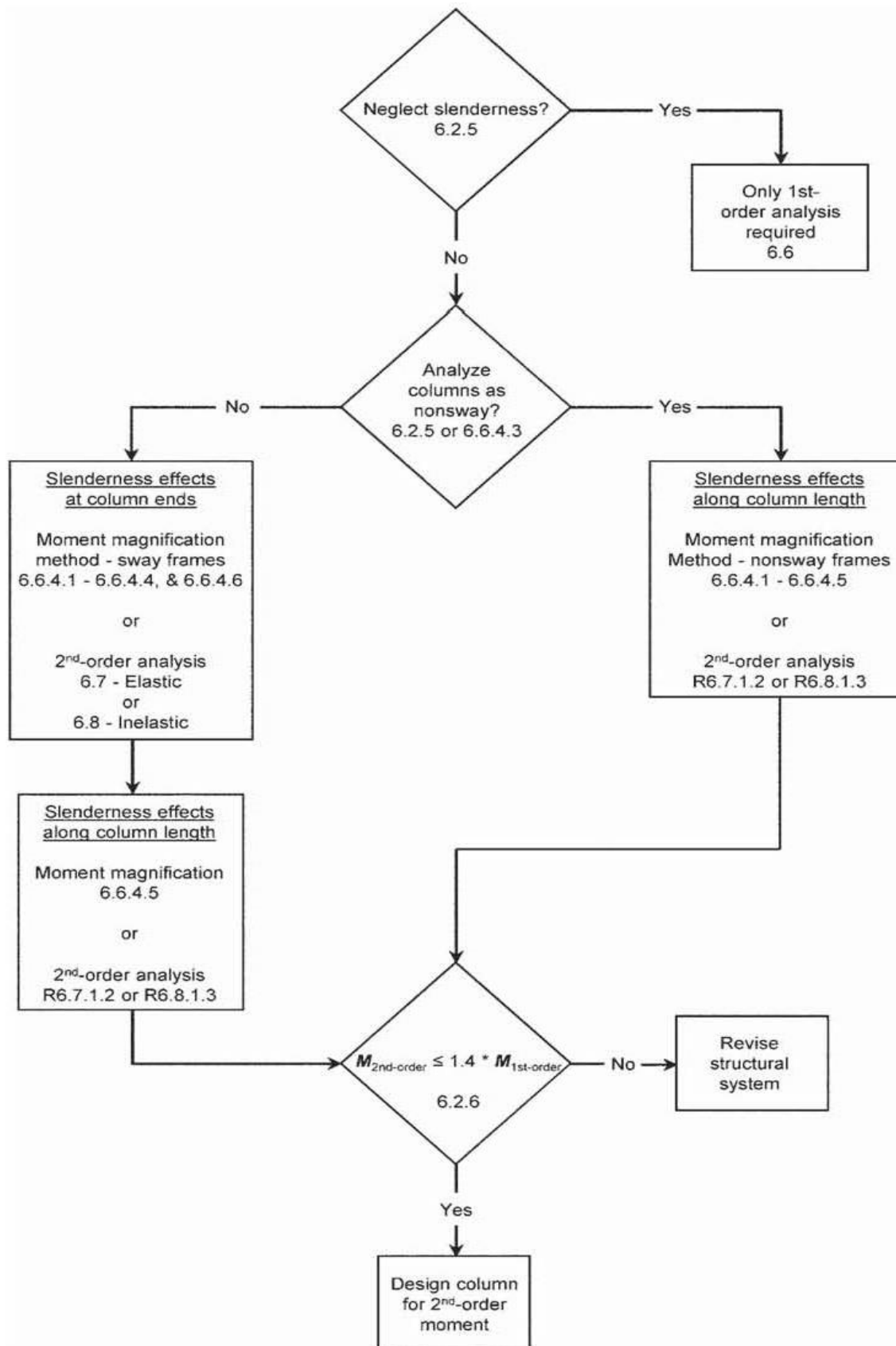


Fig. R6.2.6—Flowchart for determining column slenderness effects.

CODE

الكود

6.3—Modeling assumptions

6.3.1 General

6.3.1.1 Relative stiffnesses of members within structural systems shall be based on reasonable and consistent assumptions.

6.3 - فرضيات النمذجة

6.3.1 عام

6.3.1.1 يجب أن تستند الجساءة النسبية للعناصر داخل الأنظمة الإنشائية على فرضيات معقولة وملائمة.

6.3.1.2 To calculate moments and shears caused by gravity loads in columns, beams, and slabs, it shall be permitted to use a model limited to the members in the level being considered and the columns above and below that level. It shall be permitted to assume far ends of columns built integrally with the structure to be fixed.

6.3.1.2 لحساب العزوم وقوى القص التي تسببها الاحمال الرأسية في الأعمدة والكمرات والبلاطات، يسمح باستخدام نموذج محدد للعناصر في المستوى الذي تم أخذه في الاعتبار والأعمدة فوق ذلك المستوى وتحتة. ويسمح بافتراض نهايات متباعدة للأعمدة التي بنيت بشكل متكامل مع المنشأ المراد تجميعها.

6.3.1.3 The analysis model shall consider the effects of variation of member cross-sectional properties, such as that due to haunches.

6.3.1.3 يتم الأخذ في الاعتبار تأثيرات تغير خصائص المقطع العرضي للعناصر في النموذج التحليلي، مثل ذلك بسبب الفجوات.

COMMENTARY

التعليق

R6.3—Modeling assumptions

R6.3.1 General

R6.3.1.1 Ideally, the member stiffnesses EI and GJ should reflect the degree of cracking and inelastic action that has occurred along each member before yielding. However, the complexities involved in selecting different stiffnesses for all members of a frame would make frame analyses inefficient in the design process. Simpler assumptions are required to define flexural and torsional stiffnesses. For braced frames, relative values of stiffness are important. A common assumption is to use $0.5I_g$ for beams and I_g for columns. For sway frames, a realistic estimate of I is desirable and should be used if second-order analyses are performed. Guidance for the choice of I for this case is given in 6.6.3.1. Two conditions determine whether it is necessary to consider torsional stiffness in the analysis of a given structure: 1) the relative magnitude of the torsional and flexural stiffnesses; and 2) whether torsion is required for equilibrium of the structure (equilibrium torsion) or is due to members twisting to maintain deformation compatibility (compatibility torsion). In the case of compatibility torsion, the torsional stiffness may be neglected. For cases involving equilibrium torsion, torsional stiffness should be considered.

R6.3 - افتراضات النمذجة

R6.3.1 عام

R6.3.1.1 من الناحية المثالية، يجب على جساءة العنصر EI و GJ إعادة درجة التشقق والعمل غير المرن الذي حدث على طول كل عنصر قبل الخضوع. ومع ذلك، فإن التعقيدات التي ينطوي عليها اختيار الجساءة المختلفة لجميع العناصر للإطار من شأنه أن يجعل تحليلات الإطار غير فعالة في عملية التصميم. هناك حاجة إلى افتراضات أبسط لتحديد جساءة الأتواء والالتواء. بالنسبة للإطارات المدعمة، تكون القيم النسبية للجساءة مهمة. هناك افتراض شائع يستخدم $0.5I_g$ للكمرات و I_g للأعمدة. بالنسبة للإطارات الغير مقيدة، فإن التقدير الواقعي للجساءة مرغوب فيه ويجب استخدامه في حالة إجراء تحليلات من الدرجة الثانية. يتم توفير التوجيه لاختيار الجساءة لهذه الحالة في 6.6.3.1. هناك شرطان يحددان ما إذا كان من الضروري النظر في جساءة الالتواء في تحليل منشأ معين: (1) الحجم النسبي لجساءات الأتواء والالتواء. و (2) ما إذا كان الالتواء مطلوباً من أجل توازن المنشأ (الالتواء المتوازن) أو بسبب التواء العناصر للحفاظ على توافق التشوه (الالتواء المتوافق). في حالة الالتواء المتوافق، قد يتم إهمال جساءة الالتواء. بالنسبة للحالات التي تنطوي على الالتواء المتوازن، ينبغي دراسة جساءة الالتواء.

R6.3.1.3 Stiffness and fixed-end moment coefficients for haunched members may be obtained from the **Portland Cement Association (1972)**.

R6.3.1.3 يمكن الحصول على معاملات العزوم الثابتة - النهائية والجساءة للعناصر المثقوبة من **اتحاد أسمنت بورتلاند (1972)**.

CODE الكود

6.3.2 T-beam geometry

6.3.2.1 For nonprestressed T-beams supporting monolithic or composite slabs, the effective flange width b_f shall include the beam web width b_w plus an effective overhanging flange width in accordance with Table 6.3.2.1, where h is the slab thickness and s_w is the clear distance to the adjacent web.

6.3.2 الخصائص الهندسية للكمرة T

6.3.2.1 للكمرات T- الغير مسبقة الاجهاد تكون دعم للبلاطات المتجانسة أو المركبة، ويجب أن يتضمن عرض الشفة العليا الفعالة b_f عرض الشفة الوسطية للكمرة بالإضافة إلى عرض الشفة العليا المثبتة وفقاً للجدول 6.3.2.1، حيث h هو سمك البلاطة s_w هو المسافة الصافية إلى الشفة الوسطية المجاورة.

Table 6.3.2.1—Dimensional limits for effective overhanging flange width for T-beams

الجدول 6.3.2.1 - حدود الأبعاد للعرض الفعال البارز للشفة العليا للكمرة T

Flange location	Effective overhanging flange width, beyond face of web	
Each side of web	Least of:	$8h$
		$s_w/2$
		$\ell_n/8$
One side of web	Least of:	$6h$
		$s_w/2$
		$\ell_n/12$

6.3.2.2 Isolated nonprestressed T-beams in which the flange is used to provide additional compression area shall have a flange thickness greater than or equal to $0.5b_w$ and an effective flange width less than or equal to $4b_w$.

٢-٣-٦ يجب أن تكون للكمرة المنفصلة الغير مسبقة للاجهاد التي يستخدم فيها الشفة العليا لتوفير منطقة ضغط إضافية سماكة للشفة تزيد عن أو تساوي $0.5b_w$ ويكون عرض الشفة الفعال أقل من أو يساوي $4b_w$.

6.3.2.3 For prestressed T-beams, it shall be permitted to use the geometry provided by 6.3.2.1 and 6.3.2.2.

6.3.2.3 في حالة الكمرات T مسبقة الاجهاد، يُسمح باستخدام الأبعاد الهندسية الموضحة في الفقرتين 6.3.2.1 و 6.3.2.2.

COMMENTARY التعليق

R6.3.2 T-beam geometry

R6.3.2.1 In ACI 318-11, the width of the slab effective as a T-beam flange was limited to one-fourth the span. The Code now allows one eighth of the span on each side of the beam web. This was done to simplify Table 6.3.2.1 and has negligible impact on designs.

R6.3.2 الخصائص الهندسية للكمرة T

R6.3.2.1 في ACI 318-11 ، كان عرض البلاطة الفعال مثل الشفة العليا T-beam محدداً بربع المسافة. يسمح الكود الآن بثمن البحر على كل جانب للشفة الوسطية للكمرة. وقد تم ذلك لتبسيط الجدول 6.3.2.1 وله تأثير ضئيل على التصميم.

R6.3.2.3 The empirical provisions of 6.3.2.1 and 6.3.2.2 were developed for nonprestressed T-beams. The flange widths in 6.3.2.1 and 6.3.2.2 should be used unless experience has proven that variations are safe and satisfactory. Although many standard prestressed products in use today do not satisfy the effective flange width requirements of 6.3.2.1 and 6.3.2.2, they demonstrate satisfactory performance. Therefore, determination of an effective flange width for prestressed T-beams is left to the experience and judgment of the licensed design professional. It is not always considered conservative in elastic analysis and design considerations to use the maximum flange width as permitted in 6.3.2.1.

R.3.3.2.3 وضعت الأحكام التجريبية الواردة في الفقرتين 6.3.2.1 و 6.3.2.2 لكمرات T الغير مسبقة الاجهاد. يجب استخدام عرض الشفة العليا في 6.3.2.1 و 6.3.2.2 إلا إذا أثبتت التجربة أن الاختلافات هي آمنة ومرضية. على الرغم من أن العديد من منتجات الإجهاد المسبق القياسية المستخدمة اليوم لا تفي بمتطلبات العرض الفعال للشفة العليا في 6.3.2.1 و 6.3.2.2 ، فإنها تثبت الأداء المرضي. لذلك، يتم ترك تقرير للعرض الفعال للشفة العليا للكمرات T مسبقة الاجهاد إلى الخبرة والحكم لمحترف التصميم المرخص. لا يعتبر دائماً تحفظاً في اعتبارات التحليل والتصميم المرن في استخدام الحد الأقصى للعرض الفعال للشفة العليا ما هو مسموح به في 6.3.2.1.

CODE

الكود

6.4—Arrangement of live load

6.4.1 For the design of floors or roofs to resist gravity loads, it shall be permitted to assume that live load is applied only to the level under consideration.

6.4 - الترتيبات للحمل الحي

6.4.1 من أجل تصميم الأسقف أو الأسطح لمقاومة الأحمال الرأسية، يجب السماح بافتراض أن الحمل الحي يطبق فقط على المستوى قيد الدراسة.

6.4.2 For one-way slabs and beams, it shall be permitted to assume (a) and (b):

(a) Maximum positive M_u near midspan occurs with factored L on the span and on alternate spans

(b) Maximum negative M_u at a support occurs with factored L on adjacent spans only

6.4.2 بالنسبة للبلاطات في اتجاه واحد والكمرات، يسمح لها أن تفترض (أ) و (ب):

(أ) يحدث أقصى عزم موجب M_u بالقرب من منتصف المسافة مع حمل حي مصعد في البحر وعلى بحور متتالية

(ب) يحدث أقصى عزم سالب عند أي ركيزة مع حمل حي مصعد في البحور المجاورة فقط

6.4.3 For two-way slab systems, factored moments shall be calculated in accordance with 6.4.3.1, 6.4.3.2, or 6.4.3.3, and shall be at least the moments resulting from factored L applied simultaneously to all panels.

6-4-3 بالنسبة لأنظمة البلاطات ثنائية الاتجاه، تحسب العزوم المصعدة طبقاً للفقرة 6-4-3.1 أو 6-4-3.2 أو 6-4-3.3، وتكون على الأقل عزوم ناتجة عن تطبيق L المصعد في آن واحد على جميع البلاطات.

6.4.3.1 If the arrangement of L is known, the slab system shall be analyzed for that arrangement.

6-4-3.1 إذا كان ترتيب L معروف، فيتم تحليل نظام البلاطة من أجل ذلك الترتيب.

6.4.3.2 If L is variable and does not exceed $0.75D$, or the nature of L is such that all panels will be loaded simultaneously, it shall be permitted to assume that maximum M_u at all sections occurs with factored L applied simultaneously to all panels.

6.4.3.2 إذا كانت L متغيرة ولا تتجاوز $0.75D$ ، أو أن طبيعة L هي بحيث يتم تحميل جميع البلاطات في وقت واحد، يجب أن نفترض أن أقصى M_u في جميع المقاطع يحدث مع تطبيق L المصعدة في الوقت نفسه على جميع البلاطات.

COMMENTARY

التعليق

R6.4—Arrangement of live load

R6.4.2 The most demanding sets of design forces should be established by investigating the effects of live load placed in various critical patterns.

R6.4 - الترتيبات للحمل الحي

R6.4.2 ينبغي تحديد أكثر مجموعات للقوى التصميمية تطلباً بالتحقيق في تأثيرات الحمل الحي الموضوعة في أنماط حرجة مختلفة.

CODE

الكود

6.4.3.3 For loading conditions other than those defined in 6.4.3.1 or 6.4.3.2, it shall be permitted to assume (a) and (b):

- (a) Maximum positive M_u near midspan of panel occurs with 75 percent of factored L on the panel and alternate panels
- (b) Maximum negative M_u at a support occurs with 75 percent of factored L on adjacent panels only

6-4-3-3 بالنسبة لحالات التحميل الأخرى غير تلك المحصورة في 6-4-3-1 أو 6-4-3-2 ، يُسمح لها بالافتراض (أ) و (ب):

- (أ) يحدث أقصى عزم موجب M_u قرب منتصف البحر للبلاطة مع 75 في المائة من L المصعد على البلاطة والبلاطات المتتالية
- (ب) يحدث أقصى عزم سالب عند الركيزة بنسبة 75 في المائة من L المصعد في البلاطات المجاورة فقط

6.5—Simplified method of analysis for nonprestressed continuous beams and one-way slabs

6.5.1 It shall be permitted to calculate M_u and V_u due to gravity loads in accordance with this section for continuous beams and one-way slabs satisfying (a) through (e):

- (a) Members are prismatic
- (b) Loads are uniformly distributed
- (c) $L \leq 3D$
- (d) There are at least two spans
- (e) The longer of two adjacent spans does not exceed the shorter by more than 20 percent

6.5 - طريقة التحليل المبسط للكمرات المستمرة الغير مسبقة الأجهاد والبلاطات في اتجاه واحد

6.5.1 يُسمح بحساب M_u و V_u بسبب الأحمال الرأسية وفقاً لهذا المقطع للكمرات المستمرة والبلاطات في اتجاه واحد التي تلي (أ) خلال (e):

- (أ) العناصر المنشورية (كثيرة السطوح)
- (ب) الأحمال تكون موزعة بانتظام
- (ج) $L \leq 3D$
- (د) يوجد على الأقل بحرين
- (هـ) لا يتجاوز طول البحور المجاورين الأقصر بأكثر من 20 في المائة

6.5.2 M_u due to gravity loads shall be calculated in accordance with Table 6.5.2.

6.5.2 يتم حساب M_u بسبب الأحمال الرأسية وفقاً للجدول 6-5-2.

COMMENTARY

التعليق

R6.4.3.3 The use of only 75 percent of the full factored live load for maximum moment loading patterns is based on the fact that maximum negative and maximum positive live load moments cannot occur simultaneously and that redistribution of maximum moments is thus possible before failure occurs. This procedure, in effect, permits some local overstress under the full factored live load if it is distributed in the prescribed manner, but still ensures that the design strength of the slab system after redistribution of moment is not less than that required to resist the full factored dead and live loads on all panels.

R6.4.3.3 يستند استخدام نسبة 75 في المائة فقط من الحمل الحي الكامل المصعد لأنماط التحميل القصوى للعزم إلى حقيقة أنه لا يمكن لعزوم الحمل الحي السالبة والموجبة أن تحدث في آن واحد وأن إعادة توزيع العزوم القصوى يكون ممكناً قبل حدوث الفشل. في الواقع، يسمح هذا الإجراء ببعض أعلى أجهاد محلي تحت الحمل الحي الكامل المصعد إذا تم توزيعه بالنمط المحدد، ولكن مع ذلك يضمن أن القوة التصميمية لنظام البلاطة بعد إعادة توزيع العزم لا تقل عن ذلك المطلوب لمقاومة كامل الأحمال الميتة والحية على جميع البلاطات.

R6.5—Simplified method of analysis for nonprestressed continuous beams and one-way slabs

R6.5.2 The approximate moments and shears give reasonable values for the stated conditions if the continuous beams and one-way slabs are part of a frame or continuous construction. Because the load patterns that produce critical values for moments in columns of frames differ from those for maximum negative moments in beams, column moments should be evaluated separately.

R6.5 - طريقة التحليل المبسط للكمرات المستمرة الغير مسبقة الأجهاد والبلاطات في اتجاه واحد

R6.5.2 تعطي العزوم وقوى القص التقريبية قيماً معقولة للحالات المحددة إذا كانت الكمرات المستمرة والبلاطات في اتجاه واحد جزءاً من إطار أو بناء مستمر. نظراً لأن أنماط التحميل التي تنتج قيماً حرجية للعزوم في أعمدة الإطارات تختلف عن تلك الخاصة بالعزوم القصوى السالبة في الكمرات، ويجب تقييم عزوم الأعمدة بشكل منفصل.

CODE

الكود

Table 6.5.2—Approximate moments for nonprestressed continuous beams and one-way slabs

الجدول 6.5.2 - عزوم تقريبية للكمرات المستمرة الغير مسبقة الأجهاد والبلاطات في اتجاه واحد

Moment	Location	Condition	M_u
Positive	End span	Discontinuous end integral with support	$w_u \ell_n^2 / 14$
		Discontinuous end unrestrained	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Interior spans	All	$w_u \ell_n^2 / 16$
Negative ^[1]	Interior face of exterior support	Member built integrally with supporting spandrel beam	$w_u \ell_n^2 / 24$
		Member built integrally with supporting column	$w_u \ell_n^2 / 16$
	Exterior face of first interior support	Two spans	$w_u \ell_n^2 / 9$
		More than two spans	$w_u \ell_n^2 / 10$
	Face of other supports	All	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Face of all supports satisfying (a) or (b)	(a) slabs with spans not exceeding 10 ft (b) beams where ratio of sum of column stiffnesses to beam stiffness exceeds 8 at each end of span	$w_u \ell_n^2 / 12$

^[1]To calculate negative moments, ℓ_n shall be the average of the adjacent clear span lengths.

[1] لحساب العزوم السالبة ، يجب أن يكون متوسط أطوال البحور الصافية المجاورة.

6.5.3 Moments calculated in accordance with 6.5.2 shall not be redistributed.

6.5.3 لا يتم إعادة توزيع العزوم المحسوبة وفقاً لـ 6.5.2.

6.5.4 V_u due to gravity loads shall be calculated in accordance with Table 6.5.4.

6.5.4 يتم حساب V_u بسبب الأحمال الرأسية وفقاً للجدول 6.5-4.

Table 6.5.4—Approximate shears for nonprestressed continuous beams and one-way slabs

الجدول 6.5.4 - قوى القص التقريبية للكمرات المستمرة الغير مسبقة الأجهاد والبلاطات في اتجاه واحد

Location	V_u
Exterior face of first interior support	$1.15 w_u \ell_n / 2$
Face of all other supports	$w_u \ell_n / 2$

COMMENTARY

التعليق

CODE**الكود**

6.5.5 Floor or roof level moments shall be resisted by distributing the moment between columns immediately above and below the given floor in proportion to the relative column stiffnesses considering conditions of restraint

6.5.5 يجب ان تقاوم عزوم السطح أو السقف من خلال توزيع العزوم بين الأعمدة مباشرة فوق وتحت السطح المحدد بما يتناسب مع الجساءة النسبية للعمود مع مراعاة حالات التقييد.

COMMENTARY**التعليق**

R6.5.5 This section is provided to make certain that moments are included in column design. The moment refers to the difference between the end moments of the members framing into the column and exerted at the column centerline.

R6.5.5 يتم توفير هذا القسم للتأكد من إدخال العزوم في تصميم الأعمدة. يشير العزم إلى الفرق بين العزوم النهائية للعناصر الأطارية في العمود ويتم تطبيقها في خط مركز العمود

CODE الكود

6.6—First-order analysis

6.6.1 General

6.6.1.1 Slenderness effects shall be considered in accordance with 6.6.4, unless they are allowed to be neglected by 6.2.5.

6.6 - تحليل من الدرجة الأولى

6.6.1 عام

6.6-1-1 تعتبر تأثيرات النحافة وفقاً 6.6.4 ، ما لم يُسمح بإهمالها وفقاً 6.2.5.

6.6.1.2 Redistribution of moments calculated by an elastic first-order analysis shall be permitted in accordance with 6.6.5.

6.6-1-2 يُسمح بإعادة توزيع العزوم المحسوبة بواسطة التحليل المرن من الدرجة الأولى حسب الفقرة 6.6.5

6.6.2 Modeling of members and structural systems

6.6.2 نمذجة العناصر والأنظمة الإنشائية

6.6.2.1 Floor or roof level moments shall be resisted by distributing the moment between columns immediately above and below the given floor in proportion to the relative column stiffnesses and considering conditions of restraint.

6.6-2-1 يجب أن تقاوم عزوم السطح أو السقف من خلال توزيع العزوم بين الأعمدة مباشرة فوق وتحت السطح المحدد بما يتناسب مع الجساءة النسبية للعمود مع مراعاة حالات التقييد.

6.6.2.2 For frames or continuous construction, consideration shall be given to the effect of floor and roof load patterns on transfer of moment to exterior and interior columns, and of eccentric loading due to other causes.

6.6-2-2 بالنسبة للإطارات أو البناء المستمر، يجب النظر في تأثير أنماط الحمولة على السقف والسطح على نقل العزم إلى الأعمدة الخارجية والداخلية، والتحميل الغير مركزي بسبب أسباب أخرى.

6.6.2.3 It shall be permitted to simplify the analysis model by the assumptions of (a), (b), or both:

(a) Solid slabs or one-way joist systems built integrally with supports, with clear spans not more than 3 m , shall be permitted to be analyzed as continuous members on knife-edge supports with spans equal to the clear spans of the member and width of support beams otherwise neglected.

(b) For frames or continuous construction, it shall be permitted to assume the intersecting member regions are rigid

COMMENTARY التعليق

R6.6—First-order analysis

R6.6.1 General

R6.6.1.1 When using first-order analysis, slenderness effects are calculated using the moment magnifier approach (MacGregor et al. 1970; MacGregor 1993; Ford et al. 1981).

R6.6 - تحليل من الدرجة الأولى

R6.6.1 عام

R6.6.1.1 عند استخدام تحليل من الدرجة الأولى، يتم حساب تأثيرات النحافة باستخدام منهج تكبير العزم (MacGregor et al. 1970)؛ MacGregor ؛ 1993؛ Ford et al. 1981).

R6.6.2 Modeling of members and structural systems

R6.6.2.1 This section is provided to make certain that moments are included in column design if members have been proportioned using 6.5.1 and 6.5.2. The moment refers to the difference between the end moments of the members framing into the column and exerted at the column centerline.

R6.6.2 نمذجة العناصر والأنظمة الإنشائية
6.6-2-1 يتم توفير هذا القسم للتأكد من إدخال العزوم في تصميم العمود إذا كان عدد العناصر متناسباً مع استخدام 6.5.1 و 6.5.2. يشير العزم إلى الفرق بين العزوم النهائية للعناصر الأطارية في العمود ويتم تطبيقهم في خط مركز العمود.

R6.6.2.3 A common feature of modern frame analysis software is the assumption of rigid connections. Section 6.6.2.3(b) is intended to apply to intersecting elements in frames, such as beam-column joints.

6.6-2-3 من السمات المشتركة لبرنامج تحليل الإطار الحديث افتراض وصلات جاسنة. يقصد من القسم 6.6.2.3 (ب) أن يطبق على العناصر المتقاطعة في الإطارات، مثل مفاصل عمود-كمر.

CODE

الكود

٦-٢-٣ يُسمح بتبسيط نموذج التحليل بالافتراضات الواردة في (أ) أو (ب) أو كليهما:

(أ) يُسمح بتحليل البلاطات المصمتة أو أنظمة البلاطات المعصبة في اتجاه واحد المبينة بشكل تام مع الركائز، مع البحور الصافية التي لا يزيد ارتفاعها عن 3 متر ، كعناصر مستمرة على ركائز طرفية مع بحور مساوية للبحور الصافية للعنصر وعرض ركيزة الكمرية على خلاف ذلك تهمل.
(ب) بالنسبة للإطارات أو البناء المستمر، يجب السماح بافتراض عقد جاسنة للعناصر المتقاطعة.

6.6.3 Section properties

6.6.3.1 Factored load analysis

6.6.3 خصائص المقطع

6.6.3.1 تحليل الحمل المصعد

6.6.3.1.1 Moment of inertia and cross-sectional area of members shall be calculated in accordance with Tables 6.6.3.1.1(a) or 6.6.3.1.1(b), unless a more rigorous analysis is used. If sustained lateral loads are present, I for columns and walls shall be divided by $(1 + \beta_{ds})$, where β_{ds} is the ratio of maximum factored sustained shear within a story to the maximum factored shear in that story associated with the same load combination.

6-6-3-1-1 تحسب عزم القصور الذاتي ومساحة المقاطع العرضية وفقاً للجدول 6-6-3-1-1 (أ) أو 6-6-3-1-1 (ب)، ما لم يستخدم تحليل أكثر دقة. في حالة وجود أحمال جانبية ثابتة، يتم تقسيم I للأعمدة والجدران بـ $(1 + \beta_{ds})$ ، حيث تمثل β_{ds} نسبة أقصى قوة قص مصعدة دائمة ضمن الطابق إلى أقصى قوة قص مصعدة في ذلك الطابق المرتبطة بنفس تراكيب الأحمال.

COMMENTARY

التعليق

R6.6.3 Section properties

R6.6.3.1 Factored load analysis—For lateral load analysis, either the stiffnesses presented in 6.6.3.1.1 or 6.6.3.1.2 can be used. These provisions both use values that approximate the stiffness for reinforced concrete building systems loaded to near or beyond the yield level, and have been shown to produce reasonable correlation with both experimental and detailed analytical results (Moehle 1992; Lepage 1998). For earthquake-induced loading, the use of 6.6.3.1.1 or 6.6.3.1.2 may require a deflection amplification factor to account for inelastic deformations. In general, for effective section properties, E_c may be defined as in 19.2.2, A as in Table 6.6.3.1.1(a), and the shear modulus may be taken as $0.4E_c$.

6.6.3 خصائص المقطع

R6.6.3.1 تحليل الحمل المصعد - من أجل تحليل الحمل الجانبي ، يمكن استخدام الجساعات الواردة في 6.6.3.1.1 أو 6.6.3.1.2. تستخدم هذه الأحكام كلا من القيم التي تقارب جساعة أنظمة البناء الخرسانية المسلحة المحملة بالقرب من مستوى الخضوع أو بعده، وقد ثبت أنها تؤدي إلى ترابط معقول مع كل من النتائج التحليلية التجريبية والمفصلة (Moehle 1992)؛ (Lepage 1998). بالنسبة للتحميل الناجم عن الزلزال، فإن استخدام 6.6.3.1.1 أو 6.6.3.1.2 قد يتطلب معامل تضخيم التشوه لحساب التشوهات الغير مرنة. بشكل عام، بالنسبة لخصائص المقطع الفعالة، يمكن حذف E_c كما في 19.2.2، A كما هو موضح في الجدول 6.6.3.1.1 (a)، ويمكن اعتبار معامل القص $0.4E_c$

CODE

الكود

Table 6.6.3.1.1(a)—Moment of inertia and cross sectional area permitted for elastic analysis at factored load level

الجدول 6.6.3.1.1 (أ) - عزم القصور الذاتي ومساحة المقاطع العرضية المسموح بها لتحليل المرن في مستوى الحمولة المصددة

Member and condition		Moment of Inertia	Cross-sectional area
Columns		$0.70I_g$	$1.0A_g$
Walls	Uncracked	$0.70I_g$	
	Cracked	$0.35I_g$	
Beams		$0.35I_g$	
Flat plates and flat slabs		$0.25I_g$	

Table 6.6.3.1.1(b)—Alternative moments of inertia for elastic analysis at factored load

الجدول 6.6.3.1.1 (ب) - عزوم القصور الذاتي لتحليل المرن في الحمولة المصعدة

Member	Alternative value of I for elastic analysis		
	Minimum	I	Maximum
Columns and walls	$0.35I_g$	$\left(0.80 + 25 \frac{A_g}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_g}{P_g h} - 0.5 \frac{P_g}{P_o}\right)$	$0.875I_g$
Beams, flat plates, and flat slabs	$0.25I_g$	$(0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b}{d}\right) I_g$	$0.5I_g$

Notes: For continuous flexural members, I shall be permitted to be taken as the average of values obtained for the critical positive and negative moment sections. P_u and M_u shall be calculated from the load combination under consideration, or the combination of P_u and M_u that produces the least value of I .

ملاحظات: بالنسبة لعناصر المستمرة المقاومة للاحترق، يسمح I أن يؤخذ كمتوسط من القيم التي تم الحصول عليها لمقاطع العزوم الموجبة والسالبة الحرجة. M_u و P_u يحسب من تراكيب الاحتمال المعتمدة، أو تراكيب من M_u و P_u التي تنتج أقل قيمة I .

COMMENTARY

التعليق

R6.6.3.1.1 The values of I and A have been chosen from the results of frame tests and analyses, and include an allowance for the variability of the calculated deflections. The moments of inertia are taken from MacGregor and Hage (1977), which are multiplied by a stiffness reduction factor $\phi_K = 0.875$ (refer to R6.6.4.5.2). For example, the moment of inertia for columns is $0.875(0.80I_g) = 0.70I_g$. The moment of inertia of T-beams should be based on the effective flange width defined in 6.3.2.1 or 6.3.2.2. It is generally sufficiently accurate to take I_g of a T-beam as $2I_g$ for the web, $2(b_w h^3/12)$. If the factored moments and shears from an analysis based on the moment of inertia of a wall, taken equal to $0.70I_g$, indicate that the wall will crack in flexure, based on the modulus of rupture, the analysis should be repeated with $I = 0.35I_g$ in those stories where cracking is predicted using factored loads. The values of the moments of inertia were derived for nonprestressed members. For prestressed members, the moments of inertia may differ depending on the amount, location, and type of reinforcement, and the degree of cracking prior to reaching ultimate load. The stiffness values for prestressed concrete members should include an allowance for the variability of the stiffnesses. The equations in Table 6.6.3.1.1(b) provide more refined values of I considering axial load, eccentricity, reinforcement ratio, and concrete compressive strength as presented in Khuntia and Ghosh (2004a,b). The stiffnesses provided in these references are applicable for all levels of loading, including service and ultimate, and consider a stiffness reduction factor ϕ_K comparable to that for the moment of inertias included in Table 6.6.3.1.1(a). For use at load levels other than ultimate, P_u and M_u should be replaced with their appropriate values at the desired load level.

٦-٣-١-١ اختبرت قيم I و A من نتائج اختبارات وتحليلات الإطار، وتضمن التفاوت في اختلاف التشوهات المحسوبة. تؤخذ عزوم القصور الذاتي من الجساءة $\phi K = 0.875$ (الرجوع إلى R6.6.4.5.2). على سبيل المثال، عزم القصور الذاتي للأعمدة هي $0.70I_g = 0.875(0.80I_g)$. عزم القصور الذاتي لكرات T ينبغي أن تقوم على العرض الفعال للشفة العليا المحددة في 6.3.2.1 أو 6.3.2.2. عادة ما يكون دقيقاً تماماً أن يأخذ I_g من كمرات T على $2I_g$ للشفة الوسطية، $2(bwh^3/12)$. إذا كانت العزوم وقوى القص المصعدة المأخوذة من تحليل يستند إلى عزم القصور الذاتي للجدار، والتي تم أخذها مساوية لـ $0.70I_g$ ، تشير إلى أن الجدار سيتشقق في الانحناء، بناءً على معامل التمزق، يجب أن يتكرر التحليل مع $I = 0.35 I_g$ في تلك الطوابق حيث يتم توقع التشقق باستخدام الأحمال المصعدة. تم اشتقاق قيم عزوم القصور الذاتي للعناصر الغير مسبقة الأجهاد. بالنسبة للعناصر مسبقة الأجهاد، قد تختلف عزوم القصور الذاتي اعتماداً على كمية وموقع ونوع التسليح ودرجة التشقق قبل الوصول إلى الحمل النهائي. يجب أن تتضمن قيم الجساءة لعناصر الخرسانة مسبقاً الأجهاد التفاوت في اختلاف الجساءات. توفر المعادلات الواردة في الجدول 6.6.3.1.1 (b) قيماً أكثر انعكاساً لـ I المأخوذة في الاعتبار للحمل المحوري، ونسبة اللامركزية، ونسبة التسليح، ومقاومة الخرسانة للضغط كما تم تقديمها في Khuntia و Ghosh (2004a, b). تنطبق الجساءة الواردة في هذه المراجع على جميع مستويات التحميل، بما في ذلك الخدمة والنهائية، ويعتبر معامل تخفيض الجساءة ϕK مشابهاً لعزم القصور الذاتي الوارد في الجدول 6-6-1-1-1 (أ). للاستخدام عند مستويات الحمولة النهائية، يجب استبدال P_u و M_u بقيمهما المناسبة عند مستوى التحميل المرغوب.

CODE الكود

6.6.3.1.2 For factored lateral load analysis, it shall be permitted to assume $I = 0.5I_g$ for all members or to calculate I by a more detailed analysis, considering the reduced stiffness of all members under the loading conditions.

٢-١-٣-٦-٦ بالنسبة لتحليل الحمل الجانبي المصعد، يسمح لها بأفتراض $I = 0.5I_g$ لجميع العناصر أو أن تحسب I بواسطة تحليل أكثر تفصيلاً ، يكون تخفيض الجساءة لجميع العناصر في ظل حالات التحميل.

COMMENTARY التعليق

R6.6.3.1.2 The lateral deflection of a structure under factored lateral loads can be substantially different from that calculated using linear analysis, in part because of the inelastic response of the members and the decrease in effective stiffness. Selection of the appropriate effective stiffness for reinforced concrete frame members has dual purposes: 1) to provide realistic estimates of lateral deflection; and 2) to determine deflection-imposed actions on the gravity system of the structure. A detailed nonlinear analysis of the structure would adequately capture these two effects. A simple way to estimate an equivalent nonlinear lateral deflection using linear analysis is to reduce the modeled stiffness of the concrete members in the structure. The type of lateral load analysis affects the selection of appropriate effective stiffness values. For analyses with wind loading, where it is desirable to prevent nonlinear action in the structure, effective stiffnesses representative of pre-yield behavior may be appropriate. For earthquake-induced loading, the level of nonlinear deformation depends on the intended structural performance and earthquake recurrence interval. Varying degrees of confidence can be obtained from a simple linear analysis based on the computational rigor used to define the effective stiffness of each member. A reduced stiffness can be based on the secant stiffness to a point at or beyond yield or, if yielding is not expected, to a point before yield occurs.

٢-١-٣-٦-٦ يمكن أن يختلف التشوه الجانبي للمنشأ تحت الأحمال الجانبية المصعدة أختلافاً جوهرياً عن ذلك المحسوب باستخدام التحليل الخطي، ويعود ذلك جزئياً إلى الاستجابة الغير مرنة للعناصر وانخفاض الجساءة الفعالة. إن اختيار الجساءة الفعالة المناسبة لعناصر إطار الخرسانة المسلحة له أغراض مزدوجة: (1) توفير تقديرات واقعية للتشوه الجانبي؛ و(2) لتحديد التشوهات المفروضة على النظام الرأسى للمنشأ. ومن شأن التحليل اللاخطي المفصل للمنشأ أن يأخذ هذه التأثيرات بشكل كاف. إن إحدى الطرق البسيطة لتقدير التشوه الجانبي الغير خطي المكافئ باستخدام التحليل الخطي هو تخفيض الجساءة النموذجية للعناصر الخرسانية في المنشأ. يؤثر نوع تحليل الحمل الجانبي على اختيار قيم الجساءة الفعالة المناسبة. بالنسبة للتحليلات التي تحتوي على تحميل الرياح، حيث يكون من المرغوب فيه منع الأجراء الغير خطي في المنشأ، قد تكون الجساءة الفعالة التي تمثل السلوك السابق للخضوع مناسبة. بالنسبة للتحميل الناتج عن الزلزال، يعتمد مستوى التشوه اللاخطي على الأداء الإنشائي المقصود وفترة تكرار الزلازل. يمكن الحصول على درجات متفاوتة من الثقة من تحليل خطي بسيط يعتمد على الدقة الحسابية المستخدمة في التغلب على الجساءة الفعالة لكل عنصر. يمكن أن تستند الجساءة المخفضة على الجساءة التي على الوتر إلى نقطة عند أو بعد الخضوع، أو إذا لم يكن الخضوع متوقعاً، إلى نقطة قبل حدوث الخضوع.

CODE الكود

6.6.3.1.3 For factored lateral load analysis of two-way slab systems without beams, which are designated as part of the seismic-force-resisting system, I for slab members shall be defined by a model that is in substantial agreement with results of comprehensive tests and analysis and I of other frame members shall be in accordance with 6.6.3.1.1 and 6.6.3.1.2.

٣-١-٣-٦-٦ بالنسبة لتحليل الحمل الجانبي المصعد للبلاطات ذات الاتجاهين دون كمرات، التي تصمم كجزء من نظام مقاومة قوى الزلازل - I ، يجب أن يتم تحديد عناصر البلاطة بواسطة نموذج متوافق جوهرياً مع النتائج من الاختبارات والتحليلات الشاملة و I من العناصر الأخرى للإطار يجب أن يكون وفقاً 6.6.3.1.1 و 6.6.3.1.2.

6.6.3.2 Service load analysis

6.6.3.2.1 Immediate and time-dependent deflections due to gravity loads shall be calculated in accordance with 24.2.

6.6.3.2 تحليل الحمولة الخدمية
١-٢-٣-٦-٦ تحسب التشوهات الفورية والمستمرة حسب الأحمال الناجمة عن الأحمال الرأسية وفقاً للرقم ٢-٢٤.

6.6.3.2.2 It shall be permitted to calculate immediate lateral deflections using a moment of inertia of 1.4 times I defined in 6.6.3.1, or using a more detailed analysis, but the value shall not exceed I_g .

٢-٢-٣-٦-٦ يُسمح بحساب التشوهات الجانبية المباشرة باستخدام عزم القصور الذاتي ٤.١ مرة I المحددة في ١،٣،٦،٦ ، أو باستخدام تحليل أكثر تفصيلاً ، ولكن يجب ألا تتجاوز القيمة I_g .

COMMENTARY التعليق

R6.6.3.1.3 Analysis of buildings with two-way slab systems without beams requires that the model represents the transfer of lateral loads between vertical members. The model should result in prediction of stiffness in substantial agreement with results of comprehensive tests and analysis. Several acceptable models have been proposed to accomplish this objective (Vanderbilt and Corley 1983; Hwang and Moehle 2000; Dovich and Wight 2005).

٣-١-٣-٦-٦ يتطلب تحليل المباني التي توجد فيها نظم بلاطات ثنائية الاتجاه دون حزم أن النموذج يمثل نقل الأحمال الجانبية بين العناصر الرأسية. يجب أن يؤدي النموذج إلى التنبؤ بالتصلب في اتفاق جوهري مع نتائج الاختبارات والتحليلات الشاملة. وقد اقترحت عدة نماذج مقبولة لتحقيق هذا الهدف (فاندربيلت وكورلي 1983؛ هوانج وموهل 2000؛ دوفيتش ووايت 2005).

R6.6.3.2 Service load analysis

R6.6.3.2.2 Analyses of deflections, vibrations, and building periods are needed at various service (unfactored) load levels (Grossman 1987, 1990) to determine the performance of the structure in service. The moments of inertia of the structural members in the service load analyses should be representative of the degree of cracking at the various service load levels investigated. Unless a more accurate estimate of the degree of cracking at service load level is available, it is satisfactory to use $1.0/0.70 = 1.4$ times the moments of inertia provided in 6.6.3.1, not to exceed I_g , for service load analyses.

R6.6.3.2 تحليل الحمل في الخدمة
٢-٢-٣-٦-٦ ويلزم تحليل التحليلات والاهتزازات وفترات البناء على مستويات مختلفة من الحمل (غير مطروحة) (Grossman 1987، 1990) لتحديد أداء الهيكل في الخدمة. ينبغي أن تكون عزوم القصور الذاتي للعناصر الإنشائية في تحليلات حمل الخدمة ممثلة لدرجة التشقق في مستويات الحمولة المختلفة للخدمة التي تم التحقيق فيها. ما لم يكن هناك تقدير أكثر دقة لدرجة التكسير في مستوى تحميل الخدمة، فمن الملائم استخدام $1.4 = 0.70 / 1.0$ مرة عزوم القصور الذاتي المقدمة في 6.6.3.1، على ألا تتجاوز I_g ، لتحليلات حمولة الخدمة.

CODE

الكود

6.6.4 Slenderness effects, moment magnification method

6.6.4.1 Unless 6.2.5 is satisfied, columns and stories in structures shall be designated as being nonsway or sway. Analysis of columns in nonsway frames or stories shall be in accordance with 6.6.4.5. Analysis of columns in sway frames or stories shall be in accordance with 6.6.4.6.

6.6.4 تأثيرات النحافة وطريقة تكبير العزم

٦-٤-١ ما لم يتم استيفاء البند ٦-٢-٥ ، يجب تصميم الأعمدة والطوابق في الهياكل على أنها غير مقيدة للحركة الجانبية أو مقيدة. يجب أن يكون تحليل الأعمدة في الأطارات أو الطوابق الغير مقيدة للحركة الجانبية وفقاً لـ 6.6.4.5. يجب أن يكون تحليل الأعمدة في الأطارات أو الطوابق المقيدة للحركة الجانبية وفقاً لـ 6.6.4.6.

6.6.4.2 The cross-sectional dimensions of each member used in an analysis shall be within 10 percent of the specified member dimensions in construction documents or the analysis shall be repeated. If the stiffnesses of Table 6.6.3.1.1(b) are used in an analysis, the assumed member reinforcement ratio shall also be within 10 percent of the specified member reinforcement in construction documents.

٦-٤-٢ تكون الأبعاد للمقاطع العرضية لكل عنصر المستخدمة في التحليل في حدود 10٪ من أبعاد العنصر المحددة في وثائق التشييد أو يكرر التحليل. إذا استخدمت جساءة من الجدول 6.6.3.1.1 (b) في التحليل، فإن نسبة تسليح العنصر المفترض يجب أن تكون أيضاً ضمن 10٪ من التسليح المحدد للعناصر في وثائق البناء

COMMENTARY

التعليق

R6.6.4 Slenderness effects, moment magnification method

R6.6.4.1 This section describes an approximate design procedure that uses the moment magnifier concept to account for slenderness effects. Moments calculated using a first-order frame analysis are multiplied by a moment magnifier that is a function of the factored axial load P_u and the critical buckling load P_c for the column. For the sway case, the moment magnifier is a function of the sum of P_u of the story and the sum of P_c of the sway-resisting columns in the story considered. Nonsway and sway frames are treated separately. A first-order frame analysis is an elastic analysis that excludes the internal force effects resulting from deflections. The moment magnifier design method requires the designer to distinguish between nonsway frames, which are designed according to 6.6.4.5, and sway frames, which are designed according to 6.6.4.6. Frequently this can be done by comparing the total lateral stiffness of the columns in a story to that of the bracing elements. A compression member, such as a column, wall, or brace, may be assumed nonsway if it is located in a story in which the bracing elements (shear walls, shear trusses, or other types of lateral bracing) have such substantial lateral stiffness to resist the lateral deflections of the story that any resulting lateral deflection is not large enough to affect the column strength substantially. If not readily apparent without calculations, 6.6.4.3 provides two possible ways of determining if sway can be neglected.

R6.6.4 الآثار الحدة ، طريقة تضخيم العزم

R6.6.4.1 يصف هذا المقطع إجراء تصميمياً تقريبياً يستخدم مفهوم "تضخيم" لعزم من أجل التأثيرات المرنة. يتم حساب اللحامات المحسوبة باستخدام تحليل إطار الهياكل بواسطة تضخيم عزم وهي دالة للحمولة المحورية المختبرة P_u وحمولة التحزيم الحرجة P_c للعمود. بالنسبة لحالة التآرجح، فإن تضخيم العزم هي دالة لمجموع P_u من القصة ومجموع P_c لأعمدة مقاومة التأثير في القصة. يتم التعامل مع كل من إطارات Nonsway و sway بشكل منفصل. تحليل الإطار هو تحليل مرن يستثني تأثيرات القوة الداخلية الناتجة عن الاضطرابات. تتطلب طريقة تصميم تضخيم عزم أن يميز المصمم بين إطارات nonsway ، التي تم تصميمها وفقاً لـ 6.6.4.5 ، وأطر sway ، التي تم تصميمها وفقاً لـ 6.6.4.6. كثيراً ما يمكن القيام بذلك من خلال مقارنة الجساءة الجانبية الشاملة للأعمدة في القصة إلى العناصر الداعمة. يمكن افتراض عضو ضغط، مثل عمود ، أو حائط ، أو دعامة ، إذا كان موجوداً في قصة تكون فيها العناصر الحامية (حواجز القص ، أو دعامات القص ، أو أنواع أخرى من الركائز الجانبية) ذات صلابة جانبية كبيرة تقاوم الاختلافات الجانبية للقصة بأن أي نتيجة جانبية لا تكون كبيرة بما يكفي للتأثير على قوة العمود بشكل كبير. إذا لم يكن ذلك واضحاً بدون حسابات، يوفر 6.6.4.3 طريقتين محتملتين لتحديد ما إذا كان من الممكن إهمال التأثير.

CODE الكود

6.6.4.3 It shall be permitted to analyze columns and stories in structures as nonsway frames if (a) or (b) is satisfied:
(a) The increase in column end moments due to second order effects does not exceed 5 percent of the first-order end moments
(b) Q in accordance with 6.6.4.4.1 does not exceed 0.05

٦-٤-٣ يُسمح بتحليل الأعمدة والطوابق في الهياكل كأطارات غير متحركة (مقيدة) إذا استوفيت (أ) أو (ب):
(أ) لا تزيد الزيادة في عزوم نهاية العمود الناتجة عن التأثيرات من الدرجة الثانية عن 5٪ من العزوم الطرفية من الدرجة الأولى.
(ب) لا تزيد Q عن 0.05 وفقاً لـ 6.6.4.4.1

6.6.4.4 Stability properties

6.6.4.4.1 The stability index for a story, Q , shall be calculated by:

6.6.4.4 خصائص الاستقرار
٦-٤-٤-١ يحسب مؤشر الاستقرار للطابق، Q ، بواسطة:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_{us} \ell_c} \quad (6.6.4.4.1)$$

where $\sum P_u$ and V_{us} are the total factored vertical load and horizontal story shear, respectively, in the story being evaluated, and Δ_o is the first-order relative lateral deflection between the top and the bottom of that story due to V_{us} .

حيث يكون $\sum P_u$ و V_{us} هما الحمل الكلي المصعد العمودي وقوة القص الطابقية الأفقية، على التوالي، في الطابق التي يتم تقييمها، و Δ_o هو التشوه الجانبي النسبي من الدرجة الأولى بين الجزء العلوي والسفلي لهذه الطابق بسبب V_{us} .

COMMENTARY التعليق

R6.6.4.3 In 6.6.4.3(a), a story in a frame is classified as nonsway if the increase in the lateral load moments resulting from $P\Delta$ effects does not exceed 5 percent of the first-order moments (MacGregor and Hage 1977). Section 6.6.4.3(b) provides an alternative method of determining if a frame is classified as nonsway based on the stability index for a story, Q . In calculating Q , $\sum P_u$ should correspond to the lateral loading case for which $\sum P_u$ is greatest. A frame may contain both nonsway and sway stories. If the lateral load deflections of the frame are calculated using service loads and the service load moments of inertia given in 6.6.3.2.2, it is permissible to calculate Q in Eq. (6.6.4.4.1) using 1.2 times the sum of the service gravity loads, the service load story shear, and 1.4 times the firstorder service load story deflections.

R6.6.4.3 في 6.6.4.3 (a)، يتم تصنيف القصة في إطار على هيئة nonsway إذا لم تتجاوز الزيادة في عزوم الحمل الجانبي الناتجة عن تأثيرات $P\Delta$ 5٪ من عزوم ترتيب الفروست (MacGregor و Hage 1977). يوفر المقطع 6.6.4.3 (ب) طريقة بديلة لتحديد ما إذا كان الإطار مصنفاً على أنه nonsway مستنداً إلى مؤشر الاستقرار لقصة، Q . عند حساب $\sum P_u$ ، Q يجب أن يتوافق مع حالة التحميل الجانبية التي يكون $\sum P_u$ بها أعظم. قد يحتوي الإطار على كلٍ من القصص غير المباشرة والقصص. إذا تم حساب التحميلات الجانبية للإطار باستخدام أحمال الخدمة وعزوم حمل الخدمة من القصور الذاتي الواردة في 6.6.3.2.2، فيسمح حساب Q في Eq. (6.6.4.4.1) باستعمال 1.2 مرة مجموع أحمال الجاذبية الخدمية، و تحميل الخدمة للقص، ومقدار 1.4 مرة من إحصاءات تحميل خدمة القص.

R6.6.4.4 Stability properties

CODE الكود

6.6.4.4.2 The critical buckling load P_c shall be calculated by:

٦-٤-٤-٢ يُحسب حمل الأنبياع الحرج بواسطة:

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(k\ell_u)^2} \quad (6.6.4.4.2)$$

6.6.4.4.3 The effective length factor k shall be calculated using E_c in accordance with 19.2.2 and I in accordance with 6.6.3.1.1. For nonsway members, k shall be permitted to be taken as 1.0, and for sway members, k shall be at least 1.0.

٦-٤-٤-٣ يُحسب معامل الطول الفعال k باستخدام E_c وفقاً لـ 19.2.2 و I وفقاً لـ 6.6.3.1.1. للعناصر الغير منتقلة (مقيدة)، يسمح لـ k أن تؤخذ على أنها 1.0 ، للعناصر المنتقلة ، يجب أن يكون k على الأقل 1.0.

6.6.4.4.4 For noncomposite columns, $(EI)_{eff}$ shall be calculated in accordance with (a), (b), or (c):

٦-٤-٤-٤ بالنسبة للأعمدة الغير مركبة، يحسب $(EI)_{eff}$ طبقاً للمواصفات (أ) أو (ب) أو (ج):

COMMENTARY التعليق

R6.6.4.4.2 In calculating the critical axial buckling load, the primary concern is the choice of a stiffness $(EI)_{eff}$ that reasonably approximates the variations in stiffness due to cracking, creep, and nonlinearity of the concrete stress-strain curve. Sections 6.6.4.4.4 and 6.6.4.4.5 may be used to calculate $(EI)_{eff}$.

R6.6.4.4 خصائص الثبات

٦-٤-٤-٢ عند حساب الحمل المحور الحاسم ، يتمثل الشاغل الأساسي في اختيار صلابة $(EI)_{eff}$ تقارب بشكل معقول التغيرات في الجساءة بسبب التشقق، والتسلل، واللاخطية لمنحنى إجهاد الضغط الخرساني. يسمح استخدام المقطعين 6.6.4.4.4 و 6.6.4.4.5 لحساب $(EI)_{eff}$.

R6.6.4.4.3 The effective length factor for a compression member, such as a column, wall, or brace, considering braced behavior, ranges from 0.5 to 1.0. It is recommended that a k value of 1.0 be used. If lower values are used, the calculation of k should be based on analysis of the frame using I values given in 6.6.3.1.1. The Jackson and More land Alignment Charts (Fig. R6.2.5) can be used to estimate appropriate values of k (ACI SP-17(09); Column Research Council 1966).

R6.6.4.4.3 يتراوح عامل الطول الفعلي لعضو الضغط ، مثل عمود أو حائط أو دعامة ، مع مراعاة السلوك المتعاقب ، من 0.5 إلى 1.0. يوصى باستخدام قيمة k 1.0. في حالة استخدام قيم أدنى، ينبغي أن يستند حساب k إلى تحليل للإطار باستخدام قيم I المعطاة في 6.6.3.1.1. يمكن استخدام المخططات البيانية لمخطط جاكسون و مور (الشكل رقم R6.2.5) لتقدير القيم المناسبة لـ k (ACI SP-17 (09) ؛ مجلس بحوث العمود 1966).

R6.6.4.4.4 The numerators of Eq. (6.6.4.4.4a) to (6.6.4.4.4c) represent the short-term column stiffness. Equation (6.6.4.4.4b) was derived for small eccentricity ratios and high levels of axial load. Equation (6.6.4.4.4a) is a simplified approximation to Eq. (6.6.4.4.4b) and is less accurate (Mirza 1990). For improved accuracy,

CODE
الكود

$$(a) (EI)_{eff} = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_{dns}} \quad (6.6.4.4a)$$

$$(b) (EI)_{eff} = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_{dns}} \quad (6.6.4.4b)$$

$$(c) (EI)_{eff} = \frac{E_c I}{1 + \beta_{dns}} \quad (6.6.4.4c)$$

where β_{dns} shall be the ratio of maximum factored sustained axial load to maximum factored axial load associated with the same load combination and I in Eq. (6.6.4.4c) is calculated according to Table 6.6.3.1.1(b) for columns and walls.

حيث β_{dns} يجب أن تكون نسبة أقصى حمولة محورية ثابتة مصعدة (إلى أقصى حمولة محورية مصعدة مرتبطة بنفس تركيبة الحمل و I في المعادلة 6.6.4.4c) تحسب وفقاً للجدول 6.6.3.1.1 (b) للأعمدة والجران.

6.6.4.4.5 For composite columns, $(EI)_{eff}$ shall be calculated by Eq. (6.6.4.4.4b), Eq. (6.6.4.4.5), or from a more detailed analysis.

٦-٤-٤-٥ بالنسبة للأعمدة المركبة، تحسب $(EI)_{eff}$ بواسطة المعادلة (b6.6.4.4.4) ، المعادلة (6.6.4.4.5) ، أو من تحليل أكثر تفصيلاً.

COMMENTARY
التعليق

(EI_{eff}) can be approximated using Eq. (6.6.4.4.4c). Creep due to sustained loads will increase the lateral deflections of a column and, hence, the moment magnification. Creep effects are approximated in design by reducing the stiffness (EI_{eff}) used to calculate P_c and, hence, δ , by dividing the short term EI provided by the numerator of Eq. (6.6.4.4.4a) through (6.6.4.4.4c) by $(1 + \beta_{dns})$. For simplification, it can be assumed that $\beta_{dns} = 0.6$. In this case, Eq. (6.6.4.4.4a) becomes ($EI_{eff} = 0.25EI_g$). In reinforced concrete columns subject to sustained loads, creep transfers some of the load from the concrete to the longitudinal reinforcement, increasing the reinforcement stresses. In the case of lightly reinforced columns, this load transfer may cause the compression reinforcement to yield prematurely, resulting in a loss in the effective EI . Accordingly, both the concrete and longitudinal reinforcement terms in Eq. (6.6.4.4.4b) are reduced to account for creep.

R6.6.4.4.4 البسط من المعدل. (a6.6.4.4.4) إلى (c6.6.4.4.4) تمثل صلابة العمود على المدى القصير. تم اشتقاق المعادلة (b6.6.4.4.4) لنسب اللامركزية الصغيرة ومستويات عالية من الحمل المحوري. المعادلة (a6.6.4.4.4) هي تقريب مبسط لمعادلة (b6.6.4.4.4) وأقل دقة (Mirza 1990). لتحسين الدقة، يمكن تقريب قيمة (EI) باستخدام المعدل. (c6.6.4.4.4). سيؤدي الزحف الناتج عن الأحمال المستمرة إلى زيادة التشوهات الجانبية للعمود، ومن ثم، سيحدث التكبير. يقترب تأثير الزحف في التصميم من خلال تقليل النصلب (EI eff) المستخدم لحساب P_c و، بالتالي، by ، بتقسيم EI قصير الأجل الذي يوفره بسط المعادلة (a6.6.4.4.4) من خلال (c6.6.4.4.4) بمقدار $(1 + \beta_{dns})$. بالنسبة إلى التبسيط، يمكن افتراض أن $\beta_{dns} = 0.6$. في هذه الحالة، المعدل (a6.6.4.4.4) تصبح $EI\ eff = 0.25EI_g$. في الأعمدة الخرسانية المسلحة التي تخضع لأحمال ثابتة، يقوم الزحف بنقل بعض الحمولة من الخرسانة إلى التسليح الطولي، مما يزيد من الضغوط التسليح. في حالة الأعمدة المقواة طفيفة، قد يؤدي نقل الحمولة هذا إلى الحصول على تسليح الضغط قبل الأوان، مما يؤدي إلى فقدان EI الفعال. وفقا لذلك، كل شروط التسليح الخرسانة وطولية في المعدل. يتم تخفيض (b6.6.4.4.4) لحساب الزحف.

R6.6.4.4.5 For composite columns in which the pipe or structural shape makes up a large percentage of the cross section, the load transfer due to creep is insignificant. Accordingly, only the EI of the concrete in Eq. (6.6.4.4.5) is reduced for sustained load effects.

6.6.4.4.5 R6.6.4.4.5 بالنسبة للأعمدة المركبة التي يشكل فيها الأنابيب أو الشكل الإنشائي نسبة كبيرة من المقطع العرضي ، يكون نقل الحمولة الناجم عن الزحف غير ذي أهمية. وفقا لذلك، فقط EI للخرسانة في المعادل. (6.6.4.4.5) يتم تقليل تأثير تأثيرات التحميل المستدام.

CODE الكود

6.6.4.5 Moment magnification method: Nonsway frames

6.6.4.5.1 The factored moment used for design of columns and walls, M_c , shall be the first-order factored moment M_2 amplified for the effects of member curvature.

٦-٤-٥-٥ طريقة تكبير العزم: أطر غير منتقلة (مقيدة)
٦-٤-٥-١ يجب أن يكون العزم المصعد المحسوب المستخدم في تصميم الأعمدة والجدران، M_c ، هي العزم المصعد من الدرجة الأولى M_2 المضخم من أجل تأثيرات انحناء العنصر.

$$M_c = \delta M_2 \quad (6.6.4.5.1)$$

6.6.4.5.2 Magnification factor δ shall be calculated by:

2.5.4.6.6 يحسب معامل التكبير بواسطة:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad (6.6.4.5.2)$$

COMMENTARY التعليق

R6.6.4.5 Moment magnification method: Nonsway frames

R6.6.4.5.2 The 0.75 factor in Eq. (6.6.4.5.2) is the stiffness reduction factor ϕ_K , which is based on the probability of understrength of a single isolated slender column. Studies reported in Mirza et al. (1987) indicate that the stiffness reduction factor ϕ_K and the cross-sectional strength reduction ϕ factors do not have the same values. These studies suggest the stiffness reduction factor ϕ_K for an isolated column should be 0.75 for both tied and spiral columns. In the case of a multistory frame, the column and frame deflections depend on the average concrete strength, which is higher than the strength of the concrete in the critical single understrength column. For this reason, the value of ϕ_K implicit in I values in 6.6.3.1.1 is 0.875.

R6.6.4.5 طريقة تضخيم عزم : إطارات Nonsway
R6.6.4.5.2 عامل 0.75 في المعادلة (6.6.4.5.2) هو عامل تقليل الجساءة ϕ_K ، والذي يستند إلى احتمال تقصير عمود واحد نحيلة منعزل. الدراسات الواردة في ميرزا وآخرون. (1987) تشير إلى أن عامل الحد من الجساءة ϕ_K وعوامل تخفيض قوة المقطع العرضي ليس لهما نفس القيم. تشير هذه الدراسات إلى أن عامل تقليل الجساءة ϕ_K لعمود منعزل يجب أن يكون 0.75 لكل من الأعمدة المقوسة والحلزونية. في حالة وجود إطار متعدد الطوابق، يعتمد عمود وعمق الإطار على متوسط قوة الخرسانة، وهو أعلى من قوة الخرسانة في العمود الفقري الحاسم المفرد. لهذا السبب، قيمة القيمة الضمنية ϕ_K في I في 6.6.3.1.1 هي 0.875.

CODE الكود

$$(EI)_{eff} = \frac{(0.2E_c I_g)}{1 + \beta_{dns}} + E_s I_{xx} \quad (6.6.4.4.5)$$

6.6.4.5.3 C_m shall be in accordance with (a) or (b):

(a) For columns without transverse loads applied between supports

٣-٥-٤-٦-٦ يجب أن يكون C_m وفقاً لـ (أ) أو (ب):

(أ) للأعمدة بدون أحمال عرضية مطبقة بين الركائز

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad (6.6.4.5.3a)$$

where M_1/M_2 is negative if the column is bent in single curvature, and positive if bent in double curvature. M_1 corresponds to the end moment with the lesser absolute value.

حيث M_1 / M_2 تكون سالبة إذا كان العمود منحنياً في انحناء واحد، وموجبة إذا كان منحنياً في انحناء مزدوج. M_1 يتوافق مع نهاية العزم مع أقل قيمة مطلقة.

(b) For columns with transverse loads applied between supports.

(ب) للأعمدة مع أحمال عرضية مطبقة بين الركائز

$$C_m = 1.0 \quad (6.6.4.5.3b)$$

6.6.4.5.4 M_2 in Eq. (6.6.4.5.1) shall be at least $M_{2,min}$ calculated according to Eq. (6.6.4.5.4) about each axis separately.

6.6.4.5.4 M_2 في المعادلة (6.6.4.5.1) يجب أن تكون $M_{2,min}$ على الأقل، محسوبة حسب المعادلة (6.6.4.5.4) حول كل محور على حدة.

COMMENTARY التعليق

R6.6.4.5.3 The factor C_m is a correction factor relating the actual moment diagram to an equivalent uniform moment diagram. The derivation of the moment magnifier assumes that the maximum moment is at or near midheight of the column. If the maximum moment occurs at one end of the column, design should be based on an equivalent uniform moment $C_m M_2$ that leads to the same maximum moment at or near midheight of the column when magnified (MacGregor et al. 1970). The sign convention for M_1/M_2 has been updated to follow the right hand rule convention; hence, M_1/M_2 is negative if bent in single curvature and positive if bent in double curvature. This reflects a sign convention change from the 2011 Code. In the case of columns that are subjected to transverse loading between supports, it is possible that the maximum moment will occur at a section away from the end of the member. If this occurs, the value of the largest calculated moment occurring anywhere along the member should be used for the value of M_2 in Eq. (6.6.4.5.1). C_m is to be taken as 1.0 for this case.

٣-٥-٤-٦-٦ عامل C_m هو عامل تصحيح يتعلق بالرسم البياني الحالي لعزم بمخطط لحظة منتظم مكافئ. يفترض اشتقاق العزم المكبرة أن الحد الأقصى للوقت هو عند منتصف العمود أو بالقرب منه. إذا حدثت العزم القصوى في أحد طرفي العمود، فيجب أن يستند التصميم إلى عزم موحدة متساوية $C_m M_2$ تؤدي إلى نفس العزم القصوى عند أو بالقرب من منتصف العمود عند التكبير (MacGregor et al. 1970). تم تحديث اتفاقية تسجيل M_1 / M_2 لاتباع اتفاقية قاعدة اليد اليمنى؛ وبالتالي، M_1 / M_2 هو سلبى إذا عازمة في انحناء واحد وإيجابى إذا عازمة في انحناء مزدوج. هذا يعيد تغيير اتفاقية إشارة من كود 2011. في حالة الأعمدة التي تتعرض للتحميل العرضي بين الركائز، من الممكن أن تحدث العزم القصوى في قسم بعيد عن نهاية العنصر. في حالة حدوث ذلك، يجب استخدام قيمة أكبر عزم محسوبة تحدث في أي مكان بطول العنصر بقيمة M_2 في Eq. (6.6.4.5.1). C_m يجب أن تؤخذ كـ 1.0 لهذه الحالة.

R6.6.4.5.4 In the Code, slenderness is accounted for by magnifying the column end moments. If the factored column moments are small or zero, the design of slender columns should be based on the minimum eccentricity provided in Eq. (6.6.4.5.4). It is not intended that the minimum eccentricity be applied about both axes simultaneously. The factored column end moments from the structural analysis are used in Eq. (6.6.4.5.3a) in determining the ratio M_1/M_2 for the column when the design is based on the minimum eccentricity. This eliminates what would otherwise be a discontinuity between columns with calculated eccentricities less than the minimum eccentricity and columns with calculated eccentricities equal to or greater than the minimum eccentricity.

CODE الكود

$$M_{2,min} = P_u(0.6 + 0.03h) \quad (6.6.4.5.4)$$

If $M_{2,min}$ exceeds M_2 , C_m shall be taken equal to 1.0 or calculated based on the ratio of the calculated end moments M_1/M_2 , using Eq. (6.6.4.5.3a).

إذا كان $M_{2,min}$ ، تجاوز M_2 ، يجب أن يتم أخذ C_m مساوياً لـ 1.0 أو يتم حسابه على أساس نسبة العزوم النهائية المحسوبة M_1 / M_2 ، باستخدام المعادلة (6.6.4.5.3).

6.6.4.6 Moment magnification method: Sway frames

6.6.4.6.1 Moments M_1 and M_2 at the ends of an individual column shall be calculated by (a) and (b).

٦-٤-٦-٦ طريقة تكبير العزم : إطارات منتقلة (غير مقيدة)
٦-٤-٦-٦ تحسب عزوم M_1 و M_2 في نهايتي عمود مستقل بواسطة (أ) و (ب).

$$(a) \dot{M}_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (6.6.4.6.1a)$$

$$(b) M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (6.6.4.6.1b)$$

6.6.4.6.2 The moment magnifier δ_s shall be calculated by (a), (b), or (c). If δ_s exceeds 1.5, only (b) or (c) shall be permitted:

٦-٤-٦-٦ يحسب العزم المكبر بواسطة
(أ) أو (ب) أو (ج). إذا δ_s تجاوزت 1.5، يُسمح فقط (ب) أو (ج) بما يلي:

$$(a) \delta_s = \frac{1}{1 - Q} \geq 1 \quad (6.6.4.6.2a)$$

$$(b) \delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{0.75 \Sigma P_c}} \geq 1 \quad (6.6.4.6.2b)$$

(c) Second-order elastic analysis

COMMENTARY التعليق

٦-٤-٦-٤ في الكود، تُحسب الرقعة بتكبير عزوم نهاية العمود. إذا كانت عزوم العمود الفاصلة صغيرة أو صفر، يجب أن يستند تصميم الأعمدة الرفيعة إلى الحد الأدنى من اللامركزية الواردة في المعادلة (6.6.4.5.4). ليس المقصود أن يتم تطبيق اللامركزية الأدنى على كلا المحاورين في وقت واحد. يتم استخدام عزوم نهاية العمود المختبرة من التحليل الإنشائي في المعادل (6.6.4.5.3) عند تحديد النسبة M_1 / M_2 للعمود عندما يستند التصميم إلى الحد الأدنى من اللامركزية. هذا يزيل ما يمكن أن يكون خلاف ذلك بين الأعمدة ذات اللامركزية المحسوبة أقل من الحد الأدنى من اللامركزية والأعمدة ذات اللامركزية المحسوبة التي تعادل أو تزيد عن اللامركزية الأدنى.

R6.6.4.6 Moment magnification method: Sway frames

R6.6.4.6.1 The analysis described in this section deals only with plane frames subjected to loads causing deflections in that plane. If the lateral load deflections involve significant torsional displacement, the moment magnification in the columns farthest from the center of twist may be underestimated by the moment magnifier procedure. In such cases, a three-dimensional second-order analysis should be used.

R6.6.4.6 طريقة تضخيم عزم: تأرجح الإطارات
٦-٤-٦-٦ يتناول التحليل الموصوف في هذا المقطع فقط العناصر المستوية المعرضة لأحمال تسبب اضطرابات في ذلك المستوى. إذا كانت تحميلات الحمل الجانبي تنطوي على إزاحة تشوهية كبيرة، فقد يتم التقليل من أهمية عزم التكبير في الأعمدة البعيدة عن مركز الالتواء من خلال إجراء تضخيم الحالي. في مثل هذه الحالات، يجب استخدام تحليل من الدرجة الثانية ثلاثي الأبعاد.

R6.6.4.6.2 Three different methods are allowed for calculating the moment magnifier. These approaches include the Q method, the sum of P concept, and second-order elastic analysis.

(a) Q method:

The iterative $P\Delta$ analysis for second-order moments can be represented by an infinite series. The solution of this series is given by Eq. (6.6.4.6.2a) (MacGregor and Hage 1977). Lai and MacGregor (1983) show that Eq.

CODE

الكود

where $\sum P_u$ is the summation of all the factored vertical loads in a story and $\sum P_c$ is the summation for all sway resisting columns in a story. P_c is calculated using Eq. (6.6.4.4.2) with k determined for sway members from 6.6.4.4.3 and $(EI)_{eff}$ from 6.6.4.4.4 or 6.6.4.4.5 as appropriate with β_{ds} substituted for β_{dns} .

(ج) التحليل المرن من الدرجة الثانية

حيث $\sum P_u$ هو جمع كل الأحمال الرأسية المصعدة المحسوبة في الطابق و $\sum P_c$ هو جمع لكل الأعمدة المقاومة للانتقال في الطابق. يتم حساب P_c باستخدام المعادلة (6-2-4-4-6) مع تحديد k للعناصر المنتقلة من 6.6.4.4.3 و $(EI)_{eff}$ من 6.6.4.4.4 أو 6.6.4.4.5 حسب الاقتضاء مع استبدال β_{ds} بدلا من β_{dns} .

COMMENTARY

التعليق

6.6.4.6.2a) closely predicts the second-order moments in a sway frame until δ_s exceeds 1.5. The $P\Delta$ moment diagrams for deflected columns are curved, with Δ related to the deflected shape of the columns. Equation (6.6.4.6.2a) and most commercially available second-order frame analyses have been derived assuming that the $P\Delta$ moments result from equal and opposite forces of $P\Delta/l_c$ applied at the bottom and top of the story. These forces give a straight-line $P\Delta$ moment diagram. The curved $P\Delta$ moment diagrams lead to lateral displacements on the order of 15 percent larger than those from the straight-line $P\Delta$ moment diagrams. This effect can be included in Eq. (6.6.4.6.2a) by writing the denominator as $(1 - 1.15Q)$ rather than $(1 - Q)$. The 1.15 factor has been omitted from Eq. (6.6.4.6.2a) for simplicity. If deflections have been calculated using service loads, Q in Eq. (6.6.4.6.2a) should be calculated in the manner explained in R6.6.4.3. The Q factor analysis is based on deflections calculated using the I values from 6.6.3.1.1, which include the equivalent of a stiffness reduction factor ϕ_k . These I values lead to a 20 to 25 percent over-estimation of the lateral deflections that corresponds to a stiffness reduction factor ϕ_k between 0.80 and 0.85 on the $P\Delta$ moments. As a result, no additional ϕ factor is needed. Once the moments are established using Eq. (6.6.4.6.2a), selection of the cross sections of the columns involves the strength reduction factors ϕ from 21.2.2.

(b) Sum of P concept:
To check the effects of story stability, δ_s is calculated as an averaged value for the entire story based on use of $\sum P_u / \sum P_c$. This reflects the interaction of all sway-resisting columns in the story on the $P\Delta$ effects because the lateral deflection of all columns in the story should be equal in the absence of torsional displacements about a vertical axis. In addition, it is possible that a particularly slender individual column in a sway frame could have substantial midheight deflections, even if adequately braced against lateral end deflections by other columns in the story. Such a column is checked using 6.6.4.6.4. The 0.75 in the denominator of Eq. (6.6.4.6.2b) is a stiffness reduction factor ϕ_k , as explained in R6.6.4.5.2. In the calculation of $(EI)_{eff}$, β_{ds} will normally be zero for a sway frame because the lateral loads are generally of short duration. Sway deflections due to short-term loads, such as wind or earthquake, are a function of the short-term stiffness of the columns following a period of sustained gravity load. For this case, the definition of β_{ds} in 6.6.3.1.1 gives $\beta_{ds} = 0$. In the unusual case of a sway framewhere the lateral loads are sustained, β_{ds} will not be zero. This might occur if a building on a sloping site is subjected to earth pressure on one side but not on the other.

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

R6.6.4.6.2 يُسمح باستخدام ثلاثة طرائق مختلفة لحساب العزم المكبرة. تتضمن هذه الطرق الأسلوب **Q** ، ومجموع مفهوم **P** ، والتحليل المرن من الدرجة الثانية.
(أ) طريقة **Q**:

يمكن تمثيل تحليل **P it** التكراري عزوم الترتيب الثاني من خلال سلسلة لا حصر لها. يتم إعطاء حل هذه السلسلة بواسطة المعادل. (6.6.4.6.2) **a** (MacGregor and Hage 1977). يبين **Lai** و **MacGregor** (1983) أن المعادلة.

٦-٤-٢،٢ (أ) يتنبأ عن كُتب بعزوم الترتيب الثاني في إطار **sway** حتى يتعدى 1.5 δs . تكون منحنيات ΔP حظة للأعمدة المتأخرة منحنية، مع Δ مرتبطة بالشكل غير المقبول للأعمدة. تم استنتاج المعادلات (6.6.4.6.2) **a** ومعظم تحليلات الإطار من الدرجة الثانية والمتوفرة تجارياً بافتراض أن عزوم **P result** تنتج من قوى متساوية ومعاكسة لـ $P\Delta / \{c$ مطبقة في أسفل وأعلى القصة. تعطي هذه القوى رسماً بيانياً لعزم المستقيمة. تؤدي مخططات **P cur** عزم المنحنية إلى عمليات تشريد جانبي بترتيب أكبر بنسبة 15 بالمائة من تلك الموجودة في مخططات **P straight** عزم الخط المستقيم. يمكن تضمين هذا التأثير في (6.6.4.6.2) **a** (Eq.) بكتابة المقام كـ (1 - Q1.15) بدلاً من (1 - Q). تم حذف معامل 1.15 من المعادل. (٦-٤-٢،٢) (أ) للتبسيط. إذا تم حساب النتائج باستخدام أحمال الخدمة، **Q** في Eq. ينبغي حساب (6.6.4.6.2) **a** بالطريقة الموضحة في R6.6.4.3. يستند تحليل العوامل **Q** إلى عمليات قياس محسوبة باستخدام القيم **I** من 6.6.3.1.1، والتي تشمل ما يعادل عامل خفض الصرامة ϕK . تؤدي هذه القيم **I** إلى تقدير زائد 20 إلى 25 في المائة للاضطرابات الجانبية التي تقابل عامل تخفيض الجساءة **between K** بين 0.80 و 0.85 في عزوم ΔP . نتيجة لذلك، لا يوجد عامل إضافي مطلوب. بمجرد أن يتم إنشاء عزوم باستخدام المعادل. (٦،٦،٤،٢،٢) (أ) ، يتضمن اختيار المقاطع العرضية للأعمدة عوامل خفض القوة ϕ من ٢،٢،٢.

(ب) مجموع مفهوم **P**:

للتحقق من تأثيرات استقرار القصة، يتم حساب δs كقيمة متوسطة للقصة بأكملها بناءً على استخدام $\sum P_c / \sum P_u$. وهذا يعيد التفاعل بين جميع أعمدة مقاومة الروايتها في القصة حول تأثيرات ΔP ، لأن التفاوت الجانبي لجميع الأعمدة في القصة يجب أن يكون متساوياً في غياب النزوح الالتوائي حول محور عمودي. بالإضافة إلى ذلك، فمن الممكن أن يكون عمود فردي مرهف بشكل خاص في إطار سطحي يمكن أن يكون له اختلافات كبيرة في منتصف الليل ، حتى وإن تم استنباطه بشكل مناسب ضد عمليات النهاية الجانبية بأعمدة أخرى في القصة. يتم فحص مثل هذا العمود باستخدام 6.6.4.6.4. 0.75 في قاسم المعادلة. (6.6.4.6.2) **b** هو عامل تقليل الجساءة ϕK ، كما هو موضح في R6.6.4.5.2. في حساب (EI) eff ، يكون βds عادة صفر بالنسبة لإطار **sway** لأن الاحمال الجانبية عادة ما تكون قصيرة المدة. إن إصداء **sway** بسبب الاحمال قصيرة الأجل، مثل الرياح أو الزلازل، هي وظيفة من صلابة الأعمدة على المدى القصير بعد فترة تحميل ثبات مستدام. في هذه الحالة، فإن إعطاء قيمة βds في 6.6.3.1.1 يعطي $\beta ds = 0$. في حالة غير عادية من تأطير الاحمال الجانبية، فإن βds لن يكون صفر. قد يحدث هذا إذا تعرض مبنى في موقع مائل لضغط الأرض من جانب ولكن ليس على الجانب الآخر

CODE

الكود

6.6.4.6.3 Flexural members shall be designed for the total magnified end moments of the columns at the joint.

٣-٦-٤-٦-٦ تصميم العناصر المقاومة للانحناء للعزوم النهائية المضخمة الكاملة للأعمدة في المفصل.

6.6.4.6.4 Second-order effects shall be considered along the length of columns in sway frames. It shall be permitted to account for these effects using 6.6.4.5, where C_m is calculated using M_1 and M_2 from 6.6.4.6.1.

٤-٦-٤-٦-٦ يجب أخذ اعتبار التأثيرات من الدرجة الثانية على طول أعمدة الأطارات المنقلة (غير مقيدة). ويسمح بحساب هذه التأثيرات باستخدام 6.6.4.5 ، حيث يتم حساب C_m باستخدام M_1 و M_2 من 6.6.4.6.1.

6.6.5 *Redistribution of moments in continuous flexural members*

5-6-6 إعادة توزيع العزوم في العناصر المستمرة المقاومة للانحناء

COMMENTARY

التعليق

R6.6.4.6.3 The strength of a sway frame is governed by stability of the columns and the degree of end restraint provided by the beams in the frame. If plastic hinges form in the restraining beam, as the structure approaches a failure mechanism, its axial strength is drastically reduced. This section requires the restraining flexural members to have enough strength to resist the total magnified column end moments at the joint.

٣-٦-٤-٦-٦ تخضع قوة إطار التمرکز إلى ثبات الأعمدة ودرجة الضبط التي توفرها الكمرات في الإطار. إذا تشكلت مفصلات بلاستيكية في حزمة التقييد، حيث تقترب البنية من آلية الإخفاق، فإن قوتها المحورية تنخفض بشكل كبير. يتطلب هذا المقطع من العناصر الانحناء المقيد أن يكون لديهم ما يكفي من القوة لمقاومة مجموع العزوم نهاية العمود المضاعف في المفصل.

R6.6.4.6.4 The maximum moment in a compression member, such as a column, wall, or brace, may occur between its ends. While second-order computer analysis programs may be used to evaluate magnification of the end moments, magnification between the ends may not be accounted for unless the member is subdivided along its length. The magnification may be evaluated using the procedure outlined in 6.6.4.5.

R6.6.4.6.4 قد تحدث أقصى عزم في عضو ضغط، مثل عمود أو جدار أو قوس، بين نهايته. في حين يمكن استخدام برامج تحليل الكمبيوتر من الدرجة الثانية لتقييم عزوم النهاية، قد لا يتم حساب التكبير بين النهايات ما لم يتم تقسيم العنصر على طوله. يمكن تقييم التكبير باستخدام الإجراء الموضح في 6.6.4.5.

R6.6.5 *Redistribution of moments in continuous flexural members*—Redistribution of moments is dependent on adequate ductility in plastic hinge regions. These plastic hinge regions develop at sections of maximum positive or negative moment and cause a shift in the elastic moment diagram. The usual result is a reduction in the values of maximum negative moments in the support regions and an increase in the values of positive moments between supports from those calculated by elastic analysis. However, because negative moments are typically determined for one loading arrangement and positive moments for another (6.4.3 provides an exception for certain loading conditions), economies in reinforcement can sometimes be realized by reducing maximum elastic positive moments and increasing negative moments, thus narrowing the envelope of maximum negative and positive moments at any section in the span (Bondy 2003).

CODE

الكود

6.6.5.1 Except where approximate values for moments are used in accordance with 6.5, where moments have been calculated in accordance with 6.8, or where moments in two-way slabs are determined using pattern loading specified in 6.4.3.3, reduction of moments at sections of maximum negative or maximum positive moment calculated by elastic theory shall be permitted for any assumed loading arrangement if (a) and (b) are satisfied:
(a) Flexural members are continuous
(b) $\epsilon_r \geq 0.0075$ at the section at which moment is reduced

٦-٥-٦-١ باستثناء الحالات التي تستخدم فيها القيم التقريبية للعزوم وفقاً لـ ٥-٦، حيث تحسب العزوم وفقاً لـ ٦،٨، أو عندما تُحدد العزوم في البلاطات ذات اتجاهين باستخدام نمط التحميل المحدد في ٦-٤-٣-٣، تخفض العزوم في المقاطع لأقصى عزم سالب وموجب محسوب بنظرية المرونة يجب أن يسمح بها لأي ترتيب تحميل مفترض إذا تم استيفاء (أ) و (ب):
(أ) عناصر المقاومة للأنحاء مستمرة
(ب) $\epsilon_t \geq 0.0075$ في المقطع الذي يكون فيه العزم مخفض

6.6.5.2 For prestressed members, moments include those due to factored loads and those due to reactions induced by prestressing.

٦-٥-٦-٢ بالنسبة للعناصر مسبقة الأجهاد، تشمل العزوم تلك الناجمة عن الأحمال المصعدة وتلك الناجمة عن ردود الأفعال الناجمة عن الإجهاد المسبق.

6.6.5.3 At the section where the moment is reduced, redistribution shall not exceed the lesser of 1000 ϵ_r percent and 20 percent.

٦-٥-٦-٣ في المقطع الذي تخفض فيه العزم، يجب ألا تتجاوز إعادة التوزيع أقل من 1000 ϵ_r % و ٢٠ في المائة.

6.6.5.4 The reduced moment shall be used to calculate redistributed moments at all other sections within the spans such that static equilibrium is maintained after redistribution of moments for each loading arrangement.

٦-٥-٦-٤ يستخدم العزم المخفض لحساب العزوم التي يعاد توزيعها في جميع المقاطع الأخرى داخل البحور، بحيث يتم الحفاظ على التوازن الثابت بعد إعادة توزيع العزوم لكل ترتيب للتحميل.

6.6.5.5 Shears and support reactions shall be calculated in accordance with static equilibrium considering the redistributed moments for each loading arrangement.

٦-٥-٦-٥ تحسب ردود الأفعال للقص والركائز وفقاً للتوازن الاستاتيكي، مع مراعاة العزوم الموزعة لكل ترتيب للتحميل.

COMMENTARY

التعليق

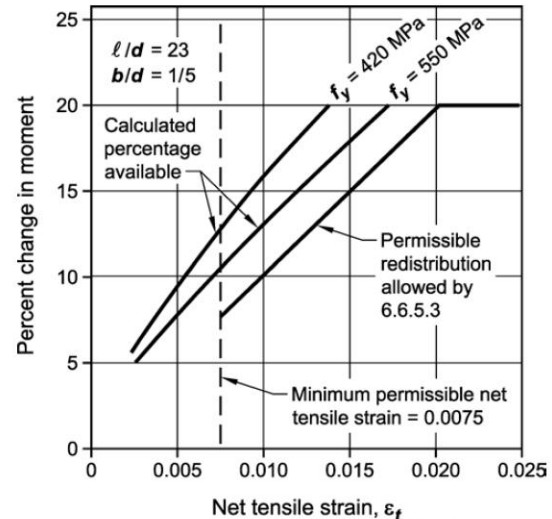
Plastic hinges permit utilization of the full capacity of more cross sections of a flexural member at ultimate loads. The Code permissible redistribution is shown in Fig. R6.6.5. Using conservative values of limiting concrete strains and lengths of plastic hinges derived from extensive tests, flexural members with small rotation capacities were analyzed for redistribution of moments up to 20 percent, depending on the reinforcement ratio. As shown, the permissible redistribution percentages are conservative relative to the calculated percentages available for both $f_y = 60 \text{ ksi}$ and 80 ksi . Studies by Cohn (1965) and Mattock (1959) support this conclusion and indicate that cracking and deflection of beams designed for redistribution of moments are not significantly greater at service loads than for beams designed by the distribution of moments according to elastic theory. Also, these studies indicate that adequate rotational capacity for the redistribution of moments allowed by the Code is available if the members satisfy 6.6.5.1. The provisions for redistribution of moments apply equally to prestressed members (Mast 1992). The elastic deformations caused by a nonconcordant tendon change the amount of inelastic rotation required to obtain a given amount of redistribution of moments. Conversely, for a beam with a given inelastic rotational capacity, the amount by which the moment at the support may be varied is changed by an amount equal to the secondary moment at the support due to prestressing. Thus, the Code requires that secondary moments caused by reactions generated by prestressing forces be included in determining design moments. Redistribution of moments as permitted by 6.6.5 is not appropriate where approximate values of bending moments are used, such as provided by the simplified method of 6.5 or by the direct design method of 8.10 as stated in 8.10.4.3, where a 10 percent modification of moments is allowed. Redistribution of moments is also not appropriate for two-way slab systems that are analyzed using the pattern loadings given in 6.4.3.3. These loadings use only 75 percent of the full factored live load, which is based on considerations of moment redistribution.

CODE الكود

COMMENTARY

التعليق

R6.6.5 إعادة توزيع العزوم في العناصر المستديمة - إعادة توزيع العزوم يعتمد على ليونة ملانمة في مناطق المفصلات البلاستيكية. تتطور هذه المناطق المفصلة البلاستيكية في أجزاء من الحد الأقصى لعزم الإيجابية أو السلبية وتتسبب في حدوث تحول في الرسم البياني عزوم المرونة. تتمثل النتيجة المعتادة في انخفاض قيم العزوم السلبية القصوى في مناطق الدعم وزيادة قيم العزوم الإيجابية بين الركائز من تلك المحسوبة بواسطة التحليل المرن. ومع ذلك، نظرًا لأن العزوم السلبية يتم تحديدها عادةً لترتيب واحد للحمل وعزوم إيجابية لآخر (6.4.3) يوفر استثناءً لبعض شروط التحميل) ، يمكن في بعض الأحيان تحقيق وفورات في التسليح من خلال تقليل العزوم الإيجابية المرنة القصوى وزيادة العزوم السلبية ، وبالتالي تضيق ظرف أقصى عزوم سلبية وإيجابية في أي قسم في الامتداد (بوندي 2003). يتوقف البلاستيك استغلال تصريح من القدرة الكاملة مزيد من المقاطع العرضية من انحناء عضا في الأحمال في نهاية المطاف. يظهر كود إعادة التوزيع المسموح به في الشكل 6.6.5. باستخدام القيم المحافظة للحد من سلالات الخرسانة وأطوال المفصلات البلاستيكية المستمدة من اختبارات مكثفة، تم تحليل عناصر ذوي قدرات دوران صغيرة لإعادة توزيع عزوم تصل إلى 20 في المئة، اعتمادا على نسبة التسليح. كما هو موضح، فإن نسب إعادة التوزيع المسموح بها هي محافظة بالنسبة للنسب المنوية المحسوبة المتاحة لكل من $f_y = 60 \text{ ksi}$ و $f_y = 80 \text{ ksi}$. وتدعم الدراسات التي أجراها كوهن (1965) وماتوك (1959) هذا الاستنتاج وتشير إلى أن تشقق وإزالة الكمرات المصممة لإعادة توزيع العزوم ليست أكبر في أحمال الخدمة بشكل أكبر من الكمرات المصممة من خلال توزيع العزوم وفقا للنظرية المرنة. كما تشير هذه الدراسات إلى أن القدرة التناوبية الكافية لإعادة توزيع العزوم التي يسمح بها الكود متاحة إذا استوفى العناصر 6.6.5.1. تنطبق أحكام إعادة توزيع العزوم بالتساوي على العناصر المسبقة الإجهاد (ماست 1992). تغير التشوهات المرنة الناتجة عن كابل الشد غير المتدفق مقدار الدوران غير المرن المطلوب للحصول على كمية معينة من إعادة توزيع العزوم. وبالعكس، بالنسبة للحزمة ذات القدرة الدورانية غير المرنة، يتم تغيير المقدار الذي تتغير به العزم عند الركيزة بمقدار مساوي لعزم الثانوية عند الركيزة بسبب الإجهاد المسبق. وبالتالي، فإن الكود يتطلب أن يتم تضمين العزوم الثانوية الناجمة عن ردود الفعل الناتجة عن القوى الإجهادية في تحديد عزوم التصميم. إعادة توزيع العزوم كما هو مسموح في 6.6.5 غير مناسب حيث يتم استخدام القيم التقريبية عزوم الانحناء، على سبيل المثال بواسطة الطريقة المبسطة من 6.5 أو بواسطة طريقة التصميم المباشر 8.10 كما هو مذكور في 8.10.4.3 ، حيث يتم تعديل 10٪ من العزوم المسموح بها. إعادة توزيع العزوم غير مناسبة أيضًا لأنظمة البلاطات ثنائية الاتجاه التي يتم تحليلها باستخدام عمليات تحميل النمط الواردة في 6.4.3.3. تستخدم هذه الشحنت 75 بالمائة فقط من الحمل الحي الكامل، والذي يعتمد على اعتبارات إعادة التوزيع الفورية.



CODE

الكود

6.7—Elastic second-order analysis**6.7.1 General**

6.7.1.1 An elastic second-order analysis shall consider the influence of axial loads, presence of cracked regions along the length of the member, and effects of load duration. These considerations are satisfied using the cross-sectional properties defined in 6.7.2.

6.7 - التحليل المرن من الدرجة الثانية**6.7.1 عام**

6.7.1.1 يجب أن يأخذ التحليل المرن من الدرجة الثانية في الاعتبار تأثير الأحمال المحورية ووجود مناطق مشققة بطول العنصر وتأثيرات مدة الحمل. يتم استيفاء هذه الاعتبارات باستخدام خصائص المقطع العرضي المحدد في 6.7.2.

COMMENTARY

التعليق

R6.7—Elastic second-order analysis

R6.7.1 General—In elastic second-order analyses, the deformed geometry of the structure is included in the equations of equilibrium so that $P\Delta$ effects are determined. The structure is assumed to remain elastic, but the effects of cracking and creep are considered by using a reduced stiffness EI . In contrast, elastic first-order analysis satisfies the equations of equilibrium using the original undeformed geometry of the structure and estimates $P\Delta$ effects by magnifying the column-end sway moments using Eq. (6.6.4.6.2a) or (6.6.4.6.2b).

R6.7 - تحليل الترتيب الثاني المرن

R6.7.1 عام - في تحليلات الترتيب الثاني المرن، يتم تضمين الهندسة المشوهة للهيكل في معادلات التوازن بحيث يتم تحديد تأثيرات $P\Delta$. من المفترض أن يظل الهيكل مرناً، ولكن تأثيرات التصدع والزحف يتم اعتبارها باستخدام مقاومة صغر مخفضة للذكاء. في المقابل، يقيس التحليل المرن لترتيب first معادلات التوازن باستخدام الشكل الهندسي الأصلي غير المعتمد للهيكل، ويقدر تأثيرات $P\Delta$ بواسطة عزوم التارجح في نهاية العمود باستخدام (Eq. (6.6.4.6.2a) أو (b.6.6.4.6.2).

R6.7.1.1 The stiffnesses EI used in an analysis for strength design should represent the stiffnesses of the members immediately prior to failure. This is particularly true for a second-order analysis that should predict the lateral deflections at loads approaching ultimate. The EI values should not be based solely on the moment-curvature relationship for the most highly loaded section along the length of each member. Instead, they should correspond to the moment-end rotation relationship for a complete member. To allow for variability in the actual member properties in the analysis, the member properties used in analysis should be multiplied by a stiffness reduction factor ϕK less than 1. The cross sectional properties defined in 6.7.2 already include this stiffness reduction factor. The stiffness reduction factor ϕK may be taken as 0.875. Note that the overall stiffness is further reduced considering that the modulus of elasticity of the concrete, E_c , is based on the specified concrete compressive strength, while the sway deflections are a function of the average concrete strength, which is typically higher.

R6.7.1.1 يجب أن تمثل الجساءة EI المستخدمة في تحليل تصميم القوة صلابة العناصر قبل الفشل مباشرة. وينطبق هذا بشكل خاص على تحليل من الدرجة الثانية يجب أن يتنبأ بالاختلافات الجانبية للأحمال التي تقترب من النهاية. لا ينبغي أن تستند قيم EI فقط إلى علاقة الانحناء الزمني للقسم الأكثر تحميلاً على طول كل عضو. بدلاً من ذلك، ينبغي أن تتوافق مع علاقة دوران نهاية الوقت لعضو كامل. للسماح بالتنوع في خصائص العنصر الفعلي في التحليل، يجب ضرب خصائص العنصر المستخدمة في التحليل من خلال عامل تقليل الجساءة أقل من 1. إن خصائص المقطع العرضي المحظورة في 6.7.2 تتضمن بالفعل عامل تقليل الجساءة هذا. يمكن اعتبار معامل تخفيض الجساءة ϕK 0.875. لاحظ أن الجساءة الكلية قد انخفضت أكثر مع الأخذ بعين الاعتبار أن معامل المرونة للخرسانة، E_c ، يعتمد على قوة الضغط الخرسانية المحددة، في حين أن تراكومات التأثير هي دالة لمتوسط قوة الخرسانة، والتي عادة ما تكون أعلى.

CODE

الكود

6.7.1.2 Slenderness effects along the length of a column shall be considered. It shall be permitted to calculate these effects using 6.6.4.5.

6.7.1.2 يجب أن تؤخذ بعين الاعتبار تأثيرات النحافة على طول العمود. ويسمح بحساب هذه التأثيرات باستخدام 6.6.4.5.

6.7.1.3 The cross-sectional dimensions of each member used in an analysis to calculate slenderness effects shall be within 10 percent of the specified member dimensions in construction documents or the analysis shall be repeated.

6.7.1.3 يجب أن تكون الأبعاد للمقطع العرضي لكل العناصر المستخدمة في تحليل لحساب تأثيرات النحافة في حدود 10٪ من الأبعاد المحددة للعنصر في وثائق البناء أو يجب تكرار التحليل.

6.7.1.4 Redistribution of moments calculated by an elastic second-order analysis shall be permitted in accordance with 6.6.5.

6.7.1.4 يُسمح بإعادة توزيع العزوم المحسوبة بواسطة التحليل المرن من الدرجة الثانية وفقاً لـ 6.6.5.

6.7.2 Section properties

6.7.2.1 Factored load analysis

6.7.2.1.1 It shall be permitted to use section properties calculated in accordance with 6.6.3.1.

6.7.2 خصائص المقطع
6.7.2.1 تحليل الحمل المصعد

6.7.2.1.1 6.7.2.1.1 يسمح باستخدام خصائص المقطع المحسوبة وفقاً لـ 6.6.3.1.

6.7.2.2 Service load analysis

6.7.2.2.1 Immediate and time-dependent deflections due to gravity loads shall be calculated in accordance with 24.2.

6.7.2.2 تحليل الحمولة الخدمية
2-2-7-6 1-2-2-7-6 تحسب التشوهات الفورية والمستمرة حسب الحمل الرأسية وفقاً لـ 24.2.

6.7.2.2.2 Alternatively, it shall be permitted to calculate immediate deflections using a moment of inertia of 1.4 times I given in 6.6.3.1, or calculated using a more detailed analysis, but the value shall not exceed I_g .

2-2-7-6 بدلاً من ذلك، يُسمح بحساب التشوهات المباشرة باستخدام عزوم القصور الذاتي 1.4 مرة I التي أعطيت في 6.6.3.1، أو حسابها باستخدام تحليل أكثر تفصيلاً، لكن يجب ألا تتجاوز القيمة I_g .

COMMENTARY

التعليق

R6.7.1.2 The maximum moment in a compression member may occur between its ends. In computer analysis programs, columns may be subdivided using nodes along their length to evaluate slenderness effects between the ends. If the column is not subdivided along its length, slenderness effects may be evaluated using the nonsway moment magnifier method specified in 6.6.4.5 with member-end moments from the second-order elastic analysis as input. Secondorder analysis already accounts for the relative displacement of member ends.

R6.7.1.2 قد تحدث الحد الأقصى لعزم في عضو الضغط بين نهايته. في برامج تحليل الكمبيوتر، قد يتم تقسيم الأعمدة باستخدام العقد على طولها لتقييم التأثيرات الحلقية بين النهايات. إذا لم يتم تقسيم العمود على طولها، يمكن تقييم التأثيرات الرقبة باستخدام طريقة تضخيم عزم nonsway المحددة في 6.6.4.5 مع عزوم نهاية العنصر من تحليل المرونة من الدرجة الثانية كمدخل. تحليل secondorder بالفعل حسابات للنزوح النسبي للأطراف العناصر.

R6.7.2 Section properties

R6.7.2.2 Service load analysis

R6.7.2.2.2 Service load analysis—Refer to R6.6.3.2.2.

2-7-6 2-7-6 خصائص المقطع
R6.7.2.2 تحليل الحمل الخدمي
R6.7.2.2.2 تحليل الحمل الخدمي - ارجع إلى R6.6.3.2.2.

CODE الكود

6.8—Inelastic second-order analysis

6.8.1 General

6.8.1.1 An inelastic second-order analysis shall consider material nonlinearity, member curvature and lateral drift, duration of loads, shrinkage and creep, and interaction with the supporting foundation.

6.8 - التحليل الغير مرن من الدرجة الثانية

عام 6.8.1

6.8.1.1 يجب أن يأخذ التحليل الغير مرن من الدرجة الثانية بعين الاعتبار المواد الغير خطية وانحناء العناصر والانحراف الجانبي ومدة الأحمال والانكماش والزحف والتفاعل مع الأساس الداعم.

6.8.1.2 An inelastic second-order analysis procedure shall have been shown to result in prediction of strength in substantial agreement with results of comprehensive tests of statically indeterminate reinforced concrete structures.

6.8.1.2 يجب أن يظهر إجراء التحليل الغير مرن من الدرجة الثانية للتنبؤ بالمقاومة متوافقاً جوهرياً مع النتائج من الاختبارات الشاملة للهياكل الخرسانية المسلحة غير المحددة.

6.8.1.3 Slenderness effects along the length of a column shall be considered. It shall be permitted to calculate these effects using 6.6.4.5.

6.8.1.3 يجب أن تؤخذ بعين الاعتبار تأثيرات النحافة على طول العمود. ويسمح بحساب هذه التأثيرات باستخدام 6.6.4.5.

6.8.1.4 The cross-sectional dimensions of each member used in an analysis to calculate slenderness effects shall be within 10 percent of the specified member dimensions in construction documents or the analysis shall be repeated.

6.8.1.4 يجب أن تكون الأبعاد للمقطع العرضي لكل العناصر المستخدمة في تحليل لحساب تأثيرات النحافة في حدود 10٪ من الأبعاد المحددة للعنصر في وثائق البناء أو يجب تكرار التحليل.

6.8.1.5 Redistribution of moments calculated by an inelastic second-order analysis shall not be permitted.

6.8.1.5 لا يسمح بإعادة توزيع العزوم المحسوبة بواسطة التحليل الغير مرن من الدرجة الثانية.

COMMENTARY التعليق

R6.8—Inelastic second-order analysis

R6.8.1 General

R6.8.1.2 The inelastic second-order analysis procedure should predict ultimate loads within 15 percent of those reported in tests of indeterminate reinforced concrete structures. Assumptions and analysis procedures should be evaluated by comparison of results of published tests to those predicted by analysis. To allow for variability in the actual member properties and in the analysis, the member or material properties used in analysis should be based on a lowerbound stiffness for concrete elements, consistent with a stiffness reduction factor ϕ_K of 0.8, as discussed in R6.7.1.1.

R6.8 - تحليل غير مرن من الدرجة الثانية

عام R6.8.1

R6.8.1.2 ينبغي أن يتنبأ إجراء التحليل من الدرجة الثانية غير المرنة بالأحمال النهائية في حدود 15 في المائة من تلك الواردة في اختبارات المنشآت الخرسانية المسلحة غير المحددة. ينبغي تقييم الافتراضات وإجراءات التحليل من خلال مقارنة نتائج الاختبارات المنشورة مع تلك التي يتنبأ بها التحليل. للسماح بالتنوع في خصائص العنصر الفعلي وفي التحليل، يجب أن يعتمد العنصر أو خواص المادة المستخدمة في التحليل على صلابة منخفضة للعناصر الخرسانية، بما يتماشى مع عامل تقليل الجساءة ϕ_K من 0.8، كما هو موضح في R6.7.1.1.

R6.8.1.3 Refer to R6.7.1.2.

CODE**الكود****6.9—Acceptability of finite element analysis**

6.9.1 Finite element analysis to determine load effects shall be permitted.

6.9 - مقبولية تحليل العناصر المحدودة

6.9.1 يسمح بتحليل العناصر المحدودة لتحديد تأثيرات الحمل.

6.9.2 The finite element model shall be appropriate for its intended purpose.

6.9.2 يجب أن يكون نموذج العناصر المحددة مناسباً للغرض المقصود.

6.9.3 For inelastic analysis, a separate analysis shall be performed for each factored load combination.

6.9.3 بالنسبة للتحليل الغير مرن، يجب إجراء تحليل منفصل لكل تركيبة حمولة مصعدة.

6.9.4 The licensed design professional shall confirm that the results are appropriate for the purposes of the analysis.

6.9.4 يجب على محترف التصميم المرخص أن يؤكد أن النتائج مناسبة لأغراض التحليل.

6.9.5 The cross-sectional dimensions of each member used in an analysis shall be within 10 percent of the specified member dimensions in construction documents or the analysis shall be repeated.

6.9.5 يجب أن تكون الأبعاد للمقطع العرضي لكل العناصر المستخدمة في تحليل لحساب تأثيرات النحافة في حدود 10٪ من الأبعاد المحددة للعنصر في وثائق البناء أو يجب تكرار التحليل.

6.9.6 Redistribution of moments calculated by an inelastic analysis shall not be permitted

6.9.6 لا يسمح بإعادة توزيع العزوم المحسوبة بواسطة التحليل الغير مرن.

COMMENTARY**التعليق****R6.9—Acceptability of finite element analysis**

R6.9.1 This section was introduced in the 2014 Code to explicitly recognize a widely used analysis method.

R6.8.1.3 يرجى الرجوع إلى **R6.7.1.2**.

R6.9 - مقبولية تحليل العناصر المحدودة

R6.9.1 أدخل هذا المقطع في كود 2014 للتعبير بوضوح عن طريقة التحليل المستخدمة على نطاق واسع.

R6.9.2 The licensed design professional should ensure that an appropriate analysis model is used for the particular problem of interest. This includes selection of computer software program, element type, model mesh, and other modeling assumptions. A great variety of finite element analysis computer software programs are available, including those that perform static, dynamic, elastic, and inelastic analysis. The element types used should be capable of determining the response required. Finite element models may have beam-column elements that model structural framing members, such as beams and columns, along with plane stress elements; plate elements; and shell elements, brick elements, or both, that are used to model the floor slabs, mat foundations, diaphragms, walls, and connections. The model mesh size selected should be capable of determining the structural response in sufficient detail. The use of any set of reasonable assumptions for member stiffness is allowed.

R6.9.2 ينبغي أن يضمن أخصائي التصميم المرخص استخدام نموذج تحليل مناسب لمشكلة الاهتمام المعينة. وهذا يشمل اختيار برنامج حاسوبي، ونوع العنصر، وشبكة النماذج، وافتراضات النمذجة الأخرى. تتوفر مجموعة كبيرة ومتنوعة من برامج تحليل عناصر finite element ، بما في ذلك البرامج التي تقوم بتحليل ثابت وديناميكي ومرن وغير مرن. يجب أن تكون أنواع العناصر المستخدمة قادرة على تحديد الاستجابة المطلوبة. قد تحتوي العناصر المحدودة على عناصر عمود الكمرات التي تقوم بتأليف عناصر التأثير الإنشائي، مثل الكمرات والأعمدة، إلى جانب عناصر ضغط المستوى؛ عناصر الصفحة عناصر القشرة، أو عناصر من الطوب، أو كلاهما ، التي تستخدم لنمذجة بلاطات الأرضية ، والأساسات ، والحواجز الحاجزة ، والجدران ، والوصلات. يجب أن يكون حجم نموذج الشبكة المحدد قادراً على تحديد الاستجابة الإنشائية بتفاصيل كافية. يسمح باستخدام أي مجموعة من الافتراضات المعقولة لتصلب العناصر.

R6.9.3 For inelastic finite element analysis, the rules of linear superposition do not apply. To determine the ultimate member inelastic response, for example, it is not correct to analyze for service loads and subsequently combine the results linearly using load factors. A separate inelastic analysis should be performed for each factored load combination.

R6.9.3 بالنسبة لتحليل عنصر finite غير المرن ، لا تنطبق قواعد التراكب الخطي. لتحديد الاستجابة النهائية غير المرنة للعناصر، على سبيل المثال، ليس من الصحيح تحليل أحمال الخدمة وبالتالي الجمع بين النتائج خطأ باستخدام عوامل الحمولة. يجب إجراء تحليل منفصل غير مرن لكل مجموعة تحميل متحركة.

CODE**الكود****CHAPTER 7—ONE-WAY SLABS****7.1—Scope**

7.1.1 This chapter shall apply to the design of nonprestressed and prestressed slabs reinforced for flexure in one direction, including:

- (a) Solid slabs
- (b) Slabs cast on stay-in-place, noncomposite steel deck
- (c) Composite slabs of concrete elements constructed in separate placements but connected so that all elements resist loads as a unit
- (d) Precast, prestressed hollow-core slabs

الفصل 7 - البلاطات في اتجاه واحد**7.1 المجال**

7.1-1 ينطبق هذا الفصل على تصميم البلاطات الغير مسبقة الإجهاد ومسبقة الأجهاد المسلحة في انحناء في اتجاه واحد، بما في ذلك:

- (أ) البلاطات المصمتة
- (ب) البلاطات المصبوبة في الموقع والبلاطات المعدنية الغير مركبة
- (ج) البلاطات المركبة من العناصر الخرسائية المركبة في مواضع منفصلة ولكنها متصلة بحيث تقاوم العناصر جميع الأحمال كوحدة واحدة
- (د) البلاطات مسبقة الصب والمجوفة مسبقة الإجهاد

7.2—General

7.2.1 The effects of concentrated loads and openings shall be considered in design.

7.2 عام

7.2.1 يجب أن تؤخذ في الاعتبار تأثيرات الأحمال المركزة والفتحات في التصميم.

7.2.2 Materials

7.2.2.1 Design properties for concrete shall be selected to be in accordance with **Chapter 19**.

7.2.2 المواد

7.2.2.1 يجب اختيار خصائص التصميم للخرسانة وفقاً للفصل 19.

7.2.2.2 Design properties for steel reinforcement shall be selected to be in accordance with **Chapter 20**.

7.2.2.2 يجب اختيار خصائص التصميم الخاصة بحديد التسليح الفولاذي لتتوافق مع الفصل 20.

7.2.2.3 Materials, design, and detailing requirements for embedments in concrete shall be in accordance with **20.7**.

7.2.2.3 يجب أن تكون متطلبات المواد والتصميم والتفصيل متضمنة في الخرسانة وفقاً لـ **20.7**.

7.2.3 Connection to other members

7.2.3.1 For cast-in-place construction, beam-column and slab-column joints shall satisfy **Chapter 15**.

COMMENTARY**التعليق****R7—ONE-WAY SLABS****R7.1—Scope**

R7.1.1 The design and construction of composite slabs on steel deck is described in “Standard for Composite Steel Floor Deck – Slabs” (**SDI C**). Provisions for one-way joist systems are provided in **Chapter 9**.

R7 - البلاطات في اتجاه واحد**R7.1 المجال**

R7.1.1 يرد وصف تصميم وإنشاء بلاطات مركبة على سطح صلب في "السطح القياسي لبلاطات أرضية الصلب المركبة - البلاطات" (**SDI C**). يتم توفير أحكام لأنظمة البلاطات المعصبة أحادية الاتجاه في الفصل 9.

R7.2—General

R7.2.1 The influence of slab openings on flexural and shear strength is to be considered, including evaluating the potential for critical sections created by the openings. Concentrated loads and slab openings may cause regions of one-way slabs to have two-way behavior.

R7.2 عام

7-1-1 تؤخذ في الاعتبار تأثير فتحات البلاطات على قوى الانحناء وقوى القص، بما في ذلك تقييم إمكانات الأجزاء الحرجة الناتجة عن الفتحات. قد تؤدي الأحمال المركزة وفتحات البلاطة إلى جعل المناطق ذات البلاطات ذات الاتجاه واحد إلى بلاطات ذات اتجاهين

CODE الكود

7.2.3 الاتصال بالعناصر الأخرى
7.2.3.1 بالنسبة للبناء والكمرة -عمود مفاصل بلاطة -عمود المصبوبة في الموقع، يجب أن تستوفي الفصل 15.

7.2.3.2 For precast construction, connections shall satisfy the force transfer requirements of 16.2.

7.2.3.2 بالنسبة للبناء مسبق الصب، والوصلات يجب أن تستوفي متطلبات نقل القوة وفقاً لـ 16.2.

7.3—Design limits

7.3.1 Minimum slab thickness

7.3.1.1 For solid nonprestressed slabs not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections, overall slab thickness h shall not be less than the limits in Table 7.3.1.1, unless the calculated deflection limits of 7.3.2 are satisfied.

7.3 - حدود التصميم

7.3.1 أقل سمك للبلاطة

7.3.1.1 بالنسبة للبلاطات المصمتة الغير مسبقة الأجهاد التي لا تدعم أو ترتبط بقطاعات أو بناء آخر يحتمل أن يتضرر بتشوهات كبيرة، لا يجب أن يكون سمك البلاطة الكلية أقل من الحدود المبينة في الجدول 7-3-1-1 ، ما لم تصل الحدود المحددة لـ 7.3.2. مستوفاة.

Table 7.3.1.1—Minimum thickness of solid nonprestressed one-way slabs

الجدول 7.3.1.1 - أقل سمك للبلاطات المصمتة الغير مسبقة الأجهاد في اتجاه واحد

Support condition	Minimum $h_{[1]}$
Simply supported	$\ell/20$
One end continuous	$\ell/24$
Both ends continuous	$\ell/28$
Cantilever	$\ell/10$

[1] Expression applicable for normalweight concrete and $f_c = 420$ MPa. For other cases, minimum h shall be modified in accordance with 7.3.1.1.1 through 7.3.1.1.3, as appropriate.

[1] التعبير ينطبق على الخرسانة ذات الوزن العادي $f_c = 420$ MPa. الحالات الأخرى، يجب تعديل الحد الأدنى h وفقاً لـ 7.3.1.1.1 حتى 7.3.1.1.3 ، حسب الاقتضاء.

COMMENTARY التعليق

R7.3—Design limits

R7.3.1 Minimum slab thickness—The basis for minimum thickness for one-way slabs is the same as that for beams. Refer to R9.3.1 for additional information.

R7.3 - حدود التصميم

R7.3.1 سماكة الطبقة الدنيا - أساس السماكة الدنيا للبلاطات أحادية الاتجاه هو نفس الأساس بالنسبة للبلاطات. ارجع إلى R9.3.1 للحصول على معلومات إضافية.

R7.3.2 Calculated deflection limits—The basis for calculated deflections for one-way slabs is the same as that for beams. Refer to R9.3.2 for additional information

R7.3.2 حدود القياس المحسوبة - أساس العمليات الحسابية المحسوبة لبلاطات ذات اتجاه واحد هو نفس الأساس الخاص بالأعمدة. ارجع إلى R9.3.2 للحصول على معلومات إضافية

CODE الكود

7.3.1.1.1 For f_y other than 420 MPa, the expressions in Table 7.3.1.1 shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

١-١-٣-٧ بالنسبة f_y غير 420 MPa ، تضاعف التعبيرات الواردة في الجدول ١-١-٣-٧ بواسطة $(0.4 + f_y/700)$.

7.3.1.1.2 For nonprestressed slabs made of lightweight concrete having w_c in the range of 1440 to 1840 kg/m³, the expressions in Table 7.3.1.1 shall be multiplied by the greater of (a) and (b):

(a) $1.65 - 0.003w_c$

(b) 1.09

٢-١-٣-٧ بالنسبة للبلاطات الغير مسبقة الأجهاد من خرسانة خفيفة الوزن لها w_c في نطاق يتراوح بين 1440 إلى 1840 kg/m³، تضاعف التعبيرات الواردة في الجدول ١-١-٣-٧ بأكثر من (أ) و(ب):
(أ) $1.65 - 0.003w_c$
(ب) 1.09

7.3.1.1.3 For nonprestressed composite slabs made of a combination of lightweight and normalweight concrete, shored during construction, and where the lightweight concrete is in compression, the modifier of 7.3.1.1.2 shall apply.

3-1-1-3-7 بالنسبة للبلاطات المركبة الغير مسبقة الأجهاد المصنوعة من مزيج من الخرسانة خفيفة الوزن وذات وزن طبيعي، يتم الحفاظ عليها أثناء البناء، وحيث تكون الخرسانة خفيفة الوزن في الانضغاط، يتم تطبيق المادة 7.3.1.1.2.

7.3.1.2 The thickness of a concrete floor finish shall be permitted to be included in h if it is placed monolithically with the floor slab or if the floor finish is designed to be composite with the floor slab in accordance with 16.4.

٢-١-٣-٧ يُسمح بسُمك طبقة السطح الخرساني النهائي إذا كانت توضع بشكل متجانس مع بلاطة الأرضية أو إذا كان السطح النهائي مصمّم لتكون مركبة مع بلاطة الأرضية طبقاً لـ ١٦.٤.

7.3.2 Calculated deflection limits

7.3.2.1 For nonprestressed slabs not satisfying 7.3.1 and for prestressed slabs, immediate and time-dependent deflections shall be calculated in accordance with 24.2 and shall not exceed the limits in 24.2.2.

7.3.2 حدود التشوه المحسوب

1-2-3-7 بالنسبة للبلاطات الغير مسبقة الأجهاد والتي لا تستوفي 7.3.1 وللبلاطات مسبقة الأجهاد، تحسب تشوهات فورية ومستمرة حسب الوقت طبقاً لـ 24.2 ولا تتجاوز الحدود الواردة في 24.2.2.

COMMENTARY التعليق

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

7.3.2.2 For nonprestressed composite concrete slabs satisfying 7.3.1, deflections occurring after the member becomes composite need not be calculated. Deflections occurring before the member becomes composite shall be investigated, unless the precomposite thickness also satisfies 7.3.1.

7.3.2.2 بالنسبة للبلاطات الخرسانية المركبة الغير مسبقة الأجهاد التي تلي، وفقاً لـ 7.3.1، لا يجب حساب التشوهات التي تحدث بعد أن يصبح العنصر مركباً. يتم فحص التشوهات التي تحدث قبل أن يصبح العنصر مركباً، ما لم تستوف سماكة ما قبل الأكتاف 7.3.1.

7.3.3 Reinforcement strain limit in nonprestressed slabs

7.3.3.1 For nonprestressed slabs, ϵ_t shall be at least 0.004.

7.3.3 حد انفعال التسليح في البلاطات الغير مسبقة الأجهاد
7.3.3.1 بالنسبة للبلاطات الغير مسبقة الأجهاد ، يجب أن تكون ϵ_t على الأقل 0.004.

7.3.4 Stress limits in prestressed slabs

7.3.4 حدود الإجهاد في البلاطات مسبقة الإجهاد

7.3.4.1 Prestressed slabs shall be classified as Class U, T, or C in accordance with 24.5.2.

1 / ٧ / ٤ يتم تصنيف البلاطات مسبقة الإجهاد باعتبارها فئة U أو T أو C وفقاً لـ 24.5.2

7.3.4.2 Stresses in prestressed slabs immediately after transfer and at service loads shall not exceed the permissible stresses in 24.5.3 and 24.5.4.

7-4-3-2 يجب ألا تزيد الأجهادات الموجودة في البلاطات مسبقة الإجهاد بعد النقل مباشرة وفي الأحمال الخدمية على الإجهادات المسموح بها في 24.5.3 و 24.5.4.

CODE الكود	COMMENTARY التعليق
7.4—Required strength	R7.4—Required strength
7.4.1 General	R7.4.3 Factored shear
7.4.1.1 Required strength shall be calculated in accordance with the factored load combinations in Chapter 5 .	R7.4.3.2 The requirements for the selection of the critical section for shear in one-way slabs are the same as those for beams. Refer to R9.4.3.2 for additional information.
<p style="text-align: right;">7.4 – القوة المطلوبة</p> <p style="text-align: right;">7.4.1 عام</p> <p style="text-align: right;">7.4.1.1 تحسب القوة المطلوبة بتوافق مع تراكيب الأحمال المصعدة في الفصل 5.</p>	<p style="text-align: right;">R7.4 - القوة المطلوبة</p> <p style="text-align: right;">R7.4.3 قوى القص المصعدة</p>
7.4.1.2 Required strength shall be calculated in accordance with the analysis procedures in Chapter 6 .	<p style="text-align: right;">2-3-7-4 المتطلبات الخاصة باختيار الجزء الحرج للقص في بلاطات</p> <p style="text-align: right;">R9.4.3.2 الاتجاه الواحد هي نفس متطلبات الكمرات. ارجع إلى للحصول على معلومات إضافية</p>
<p style="text-align: right;">7.4.1.2 تحسب القوة المطلوبة وفقاً لإجراءات التحليل الواردة في الفصل 6.</p>	
7.4.1.3 For prestressed slabs, effects of reactions induced by prestressing shall be considered in accordance with 5.3.11 .	
<p style="text-align: right;">7.4.1.3 بالنسبة للبلاطات مسبقة الإجهاد، سيتم اعتبار تأثيرات ردود الأفعال التي تحدث بسبب الأجهاد المسبق وفقاً لـ 5.3.11.</p>	
7.4.2 Factored moment	
7.4.2.1 For slabs built integrally with supports, M_u at the support shall be permitted to be calculated at the face of support.	
<p style="text-align: right;">7.4.2 العزم المصعد</p> <p style="text-align: right;">7.4.2.1 بالنسبة للبلاطات المبنية بشكل متكامل مع الركائز، يُسمح بحساب M_u في الركيزة عند وجه الركيزة.</p>	
7.4.3 Factored shear	
7.4.3.1 For slabs built integrally with supports, V_u at the support shall be permitted to be calculated at the face of support.	
<p style="text-align: right;">7.4.3 قوى القص المصعدة</p> <p style="text-align: right;">7.4.3.1 بالنسبة للبلاطات المبنية بشكل متكامل مع الركائز، يُسمح بحساب V_u في الركيزة عند وجه الركيزة.</p>	
<p>7.4.3.2 Sections between the face of support and a critical section located d from the face of support for nonprestressed slabs or $h/2$ from the face of support for prestressed slabs shall be permitted to be designed for V_u at that critical section if (a) through (c) are satisfied:</p> <p>(a) Support reaction, in direction of applied shear, introduces compression into the end region of the slab</p> <p>(b) Loads are applied at or near the top surface of the slab</p> <p>(c) No concentrated load occurs between the face of support and critical section</p>	

CODE الكود

7.4.3.2 يُسمح بتصميم المقاطع بين وجه الركيزة والمقطع الحرج الواقع d من وجه الركيزة للبلاطات الغير مسبقة الأجهاد أو $h/2$ من وجه الركيزة للبلاطات مسبقة الأجهاد من أجل V_u في هذا المقطع الحرج إذا كانت (أ) من خلال (ج) مستوفاة:
(أ) رد فعل الركيزة، في اتجاه القص المطبق، يدخل الضغط في المنطقة النهائية للبلاطة
(ب) يتم تطبيق الأحمال على السطح العلوي للبلاطة أو بالقرب منه
(ج) لا يحدث تحميل مركز بين وجه الركيزة والمقطع الحرج

7.5—Design strength

7.5.1 General

7.5.1.1 For each applicable factored load combination, design strength at all sections shall satisfy $\phi S_n \geq U$ including (a) and (b). Interaction between load effects shall be considered.

- (a) $\phi M_n \geq M_u$
(b) $\phi V_n \geq V_u$

7.5 – المقاومة التصميمية

7.5.1 عام

7.5.1.1 بالنسبة لكل تركيبة حمولة مصعدة قابلة للتطبيق، يجب أن تستوفي المقاومة التصميمية في جميع المقاطع $\phi S_n \geq U$ بما في ذلك (أ) و (ب). يجب النظر في التفاعل بين تأثيرات الحمولة.

- (أ) $\phi M_n \geq M_u$
(ب) $\phi V_n \geq V_u$

7.5.1.2 ϕ shall be determined in accordance with 21.2.

7.5.1.2 ϕ يجب أن يتم تحديدها وفقاً لـ 21.2.

7.5.2 Moment

7.5.2.1 M_n shall be calculated in accordance with 22.3.

7.5.2 العزم

7.5.2.1 M_n تحسب وفقاً لـ 22.3.

7.5.2.2 For prestressed slabs, external tendons shall be considered as unbonded tendons in calculating flexural strength, unless the external tendons are effectively bonded to the concrete section along the entire length.

7.5.2.2 للبلاطات مسبقة الإجهاد، تعتبر كابلات الشد الخارجية وكابلات الشد الغير مرتبطة في حساب مقاومة الانحناء، ما لم كابلات الشد الخارجية مرتبطة بشكل فعال في المقطع الخرساني على الطول الكلي.

COMMENTARY التعليق

R7.5—Design strength

R7.5.1 General

R7.5.1.1 Refer to R9.5.1.1.

R7.5.2 Moment

R7.5 - المقاومة التصميمية

R7.5.1 عام

R7.5.1.1 يرجى الرجوع إلى R9.5.1.1.

R7.5.2 عزم

R7.5.2.3 This provision applies only where a T-beam is parallel to the span of a one-way slab. For example, this beam might be used to support a wall or concentrated load that the slab alone cannot support. In that case, the primary slab reinforcement is parallel to the beam and the perpendicular reinforcement is usually sized for temperature and shrinkage. The reinforcement required by this provision is intended to consider “unintended” negative moments that may develop over the beam that exceed the requirements for temperature and shrinkage reinforcement alone.

7-7-3 لا ينطبق هذا الحكم إلا عندما يكون الحزام الترددي متوازياً مع طول بلاطة اتجاه واحد. على سبيل المثال، قد يتم استخدام هذا الكمرات لدعم جدار أو حمل مركز لا يمكن أن يدعمه بلاطة الأرضية وحده. في هذه الحالة، يكون التسليح الأساسي للبلاط موازياً للحزمة ويتم عادةً تسليح التسليح العمودي للحرارة والانكماش. المقصود من التسليح الذي يتطلبه هذا الحكم هو النظر في العزوم السلبية "غير المقصودة" التي قد تتطور عبر الكمرات التي تتجاوز متطلبات درجة الحرارة وتسليح الانكماش وحدها.

CODE الكود

7.5.2.3 If primary flexural reinforcement in a slab that is considered to be a T-beam flange is parallel to the longitudinal axis of the beam, reinforcement perpendicular to the longitudinal axis of the beam shall be provided in the top of the slab in accordance with (a) and (b). This provision does not apply to joist construction.

(a) Slab reinforcement perpendicular to the beam shall be designed to resist the factored load on the overhanging slab width assumed to act as a cantilever.

(b) Only the effective overhanging slab width in accordance with **6.3.2** need be considered.

7.5.2.3 إذا كان التسليح الرئيسي للأنحاء في البلاطة الذي تعتبر مع الشفة العليا للكمرة T موازيا للمحور الطولي للكمرة والتسليح العمودي مع المحور الطولي للكمرة يجب ان يتوفر في الجزء العلوي للبلاطة وفقاً لـ (أ) و (ب). لا ينطبق هذا الحكم على البلاطات المعصبة.

(أ) يجب تصميم التسليح العمودي للبلاطة الى الكمرة لمقاومة الحمل المصعد على العرض البارز للبلاطة المفترض أن يعمل كبروز (كابولي).
(ب) لا يتعين النظر إلا في العرض البارز الفعال للبلاطة المطبق وفقاً لـ 2-3-6.

7.5.3 Shear

7.5.3.1 V_n shall be calculated in accordance with **22.5**.

7.5.3.2 For composite concrete slabs, horizontal shear strength V_{nh} shall be calculated in accordance with **16.4**.

7.5.3 القص

7.5.3.1 V_n تحسب وفقاً لـ 22.5.

7.5.3.2 بالنسبة للبلاطات الخرسانية المركبة، يتم حساب قوة القص الأفقية وفقاً لـ 16.4

COMMENTARY التعليق

CODE الكود

7.6—Reinforcement limits

7.6.1 Minimum flexural reinforcement in nonprestressed slabs

7.6 - حدود التسليح

7.6.1 الحد الأدنى للتسليح المقاوم للانحناء في البلاطات الغير مسبقة الأجهاد

7.6.1.1 A minimum area of flexural reinforcement, $A_{s,min}$, shall be provided in accordance with Table 7.6.1.1.

7.6.1.1 أقل مساحة للتسليح المقاوم للانحناء، $A_{s,min}$ ، يجب توفيرها وفقاً للجدول 7.6.1.1.

Table 7.6.1.1— $A_{s,min}$ for nonprestressed one-way slabs

جدول 7.6.1.1 أقل تسليح للبلاطات الغير مسبقة الأجهاد في اتجاه واحد

Table 7.6.1.1— $A_{s,min}$ for nonprestressed one-way slabs

Reinforcement type	f_y , MPa	$A_{s,min}$	
Deformed bars	< 420	$0.0020A_g$	
Deformed bars or welded wire reinforcement	≥ 420	Greater of:	$\frac{0.0018 \times 420}{f_y} A_g$
			$0.0014A_g$

7.6.2 Minimum flexural reinforcement in prestressed slabs

7.6.2 Minimum flexural reinforcement in prestressed slabs

7.6.2.1 For slabs with bonded prestressed reinforcement, total quantity of A_s and A_{ps} shall be adequate to develop a factored load at least 1.2 times the cracking load calculated on the basis of f_r as given in 19.2.3.

7.6.2 الحد الأدنى للتسليح المقاوم للانحناء في البلاطات مسبقة الأجهاد

7.6.2.1 بالنسبة للبلاطات ذات التسليح المسبق للأجهاد، يجب أن تكون الكمية الإجمالية لـ A_s و A_{ps} كافية لتزويد حمل مصعد 1.2 مرة على الأقل من حمل التشقق محسوباً على أساس f_r كما هو موضح في 19.2.3.

7.6.2.2 For slabs with both flexural and shear design strength at least twice the required strength, 7.6.2.1 need not be satisfied.

7.6.2.2 يجب أن تكون المقاومة التصميمية للبلاطات المقاومة للانحناء والقص ما لا يقل عن ضعف القوة المطلوبة، 7.6.2.1 لا يلزم أن يكون مستوفي

COMMENTARY التعليق

R7.6—Reinforcement limits

R7.6.1 Minimum flexural reinforcement in nonprestressed slabs

R7.6.1.1 The required area of deformed or welded wire reinforcement used as minimum flexural reinforcement is the same as provided for shrinkage and temperature in 24.4.3.2. However, whereas shrinkage and temperature reinforcement is permitted to be distributed between the two faces of the slab as deemed appropriate for specific conditions, minimum flexural reinforcement should be placed as close as practicable to the face of the concrete in tension due to applied loads.

R7.6 - حدود التسليح

R7.6.1 الحد الأدنى من التسليح الخارجي في البلاطات غير الحرارية 1-7-7 إن المساحة المطلوبة من تسليح الأسلاك المحلزنة أو الملحومة المستخدمة كحد أدنى من التسليح الخارجي هي نفسها التي يتم توفيرها للانكماش والحرارة في 24.4.3.2. ومع ذلك، في حين يسمح بتوزيع التسليح والحرارة بين وجهي البلاطة حسب ما تراه مناسباً للشروط المحددة، يجب وضع الحد الأدنى من التسليح الخارجي على أقرب ما يمكن عملياً على وجه الخرسانة في الشد بسبب الأحمال المطبقة.

R7.6.2 Minimum flexural reinforcement in prestressed slabs—The requirements for minimum flexural reinforcement for prestressed one-way slabs are the same as those for prestressed beams. Refer to R9.6.2 for additional information.

R7.6.2 التسليح الدنيا للانحناء في البلاطات مسبقة الأجهاد - تتطلب المتطلبات للحد الأدنى من التسليح للانحناء الطريقة الوحيدة السابقة هي نفسها بالنسبة لتلك المتعلقة بالكمرات مسبقة الأجهاد. ارجع إلى R9.6.2 للحصول على معلومات إضافية.

CODE الكود

7.6.2.3 For slabs with unbonded tendons, the minimum area of bonded deformed longitudinal reinforcement, $A_{s,min}$, shall be:

$$A_{s,min} \geq 0.004A_{ct} \quad (7.6.2.3)$$

where A_{ct} is the area of that part of the cross section between the flexural tension face and the centroid of the gross section.

٧،٦،٢،٣ بالنسبة للبلاطات ذات كابلات الشد الغير مرتبطة، يجب أن تكون أقل مساحة للتسليح الطولي المحلزن المرتبط، كما يلي:

$$A_{s,min} \geq 0.004A_{ct} \quad (7.6.2.3)$$

حيث يمثل A_{ct} مساحة ذلك الجزء من المقطع العرضي بين وجه الشد المنحني ومركز المقطع الكلي.

7.6.3 Minimum shear reinforcement

7.6.3.1 A minimum area of shear reinforcement, $A_{v,min}$, shall be provided in all regions where $V_u > \phi V_c$. For precast prestressed hollow-core slabs with untopped $h > 12.5$ in., $A_{v,min}$ shall be provided in all regions where $V_u > 0.5\phi V_{cw}$.

7.6.3 أقل تسليح للقص

7.6.3.1 يجب توفير أقل مساحة تسليح للقص، $A_{v,min}$ ، في جميع المناطق حيث $V_u > \phi V_c$. بالنسبة للبلاطات المجوفة سابقة الإجهاد مسبقة الصب المزودة بـ $h > 12.5$ in.، $A_{v,min}$ يجب توفير الحد الأدنى في جميع المناطق التي تكون فيها $V_u > 0.5\phi V_{cw}$.

7.6.3.2 If shown by testing that the required M_n and V_n can be developed, 7.6.3.1 need not be satisfied. Such tests shall simulate effects of differential settlement, creep, shrinkage, and temperature change, based on a realistic assessment of these effects occurring in service.

7.6.3.2 إذا تبين من خلال الاختبار أنه يمكن تطوير M_n و V_n المطلوبة، فلا يجب استيفاء 7.6.3.1. يجب أن تحاكي هذه الاختبارات تأثيرات الهبوط المتفاوت والزحف والانكماش وتغير درجة الحرارة، بناءً على تقييم واقعي لهذه التأثيرات التي تحدث في الخدمة.

7.6.3.3 If shear reinforcement is required, $A_{v,min}$ shall be in accordance with 9.6.3.3.

7.6.3.3 إذا كان تسليح القص مطلوباً، فيجب أن يكون الحد الأدنى $A_{v,min}$ وفقاً لـ 9.6.3.3.

COMMENTARY التعليق

R7.6.3 Minimum shear reinforcement—The basis for minimum shear reinforcement for one-way slabs is the same as that for beams. Refer to **R9.6.3** for additional information.

R7.6.3 تسليح الحد الأدنى - يتمثل أساس الحد الأدنى لتسليح القص للبلاطات الواجحات الواحدة في نفس الحال كما في الكمرات. ارجع إلى **R9.6.3** للحصول على معلومات إضافية.

R7.6.3.1 Solid slabs and footings have less stringent minimum shear reinforcement requirements than beams because there is a possibility of load sharing between weak and strong areas. However, research (Angelakos et al. 2001; Lubell et al. 2004; Brown et al. 2006) has shown that deep, lightly reinforced one-way slabs, particularly if constructed with high-strength concrete or concrete having a small coarse aggregate size, may fail at shears less than V_c calculated from Eq. (22.5.5.1). One-way slabs subjected to concentrated loads are more likely to exhibit this vulnerability. Results of tests on precast, prestressed hollow-core units (Becker and Buettner 1985; Anderson 1978) with $h \leq 315$ mm. have shown shear strengths greater than those calculated by Eq. (22.5.8.3.1a) and Eq. (22.5.8.3.2). Results of tests on hollow-core units with $h > 315$ mm. have shown that web-shear strengths in end regions can be less than strengths calculated by Eq. (22.5.8.3.2). In contrast, flexureshear strengths in the deeper hollow-core units equaled or exceeded strengths calculated by Eq. (22.5.8.3.1a).

R7.6.3.1 تتسم البلاطات الصلبة بمتطلبات تسليح قص جزئية أقل صرامة من الكمرات لأن هناك إمكانية لتقاسم الحمل بين المناطق الضعيفة والقوية. ومع ذلك، فقد أثبتت الأبحاث (Angelakos et al. 2001 ؛ Lubell et al. 2004 ؛ Brown et al. 2006) أن البلاطات العميقة أحادية الاتجاه خفيفة الوزن، لا سيما إذا كانت مصنوعة من الخرسانة أو الخرسانة عالية الكثافة ذات الحجم الكلي الخشن الصغير، قد تفشل في المقصات أقل من V_c محسوبة من المكافئ. (22.5.5.1). من الأرجح أن تعرض بلاطات الاتجاه الواحد التي تخضع لأحمال مركزة هذه الثغرة الأمنية. أظهرت نتائج الاختبارات على الوحدات المجوفة مسبقة الإجهاد، المجوفة سابقة الإجهاد (بيكر و Becker 1985 ؛ Anderson 1978) مع $h \leq 315$ مم. قوة القص أعظم من تلك المحسوبة بواسطة (Eq. (22.5.8.3.1a) و (Eq. (22.5.8.3.2)). أظهرت نتائج الاختبارات على وحدات جوفاء مع $h > 315$ مم أن شدات القص على شبكة القص في المناطق النهائية يمكن أن تكون أقل من القوة المحسوبة بواسطة (Eq. (22.5.8.3.2)). وعلى النقيض من ذلك، فإن نقاط القوة المكتسبة في الوحدات الأساسية المجوفة الأعظم تساوي أو تتجاوز نقاط القوة المحسوبة بواسطة المعادلة. (22.5.8.3.1a).

R7.6.3.2 The basis for the testing-based strength evaluation for one-way slabs is the same as that for beams. Refer to **R9.6.3.2** for additional information.

٢-٣-٧-٦ يكون أساس تقييم القوة القائم على الاختبار للبلاطات ذات اتجاه واحد هو نفسه الذي يعتمد عليه في الكمرات. ارجع إلى **R9.6.3.2** للحصول على معلومات إضافية.

CODE الكود

7.6.4 Minimum shrinkage and temperature reinforcement

7.6.4.1 Reinforcement shall be provided to resist shrinkage and temperature stresses in accordance with 24.4.

7.6.4 أقل تسليح للانكماش والحرارة
7.6.4.1 يتم توفير التسليح لمقاومة أجهادات الانكماش ودرجة الحرارة وفقاً لـ 24.4

7.6.4.2 If prestressed shrinkage and temperature reinforcement in accordance with 24.4.4 is used, 7.6.4.2.1 through 7.6.4.2.3 shall apply.

7.6.4.2 إذا تم استخدام تسليح للأجهاد المسبق في الانكماش ودرجة الحرارة وفقاً لـ 24.4.4، يتم تطبيق 7.6.4.2.1 من خلال 7.6.4.2.3.

7.6.4.2.1 For monolithic, cast-in-place, post-tensioned beam-and-slab construction, gross concrete area shall consist of the total beam area including the slab thickness and the slab area within half the clear distance to adjacent beam webs. It shall be permitted to include the effective force in beam tendons in the calculation of total prestress force acting on gross concrete area.

٧ - ٦ - ٤ - ٢ - ١ بالنسبة للبناء المتكامل، المصبوب في الموقع، بناء الكمرات-البلاطة لاحقة الشد، يجب أن تتكون مساحة الخرسانة الكلية من مساحة الكمرات الكلية بما في ذلك سماكة البلاطة ومساحة البلاطة ضمن نصف المسافة الصافية إلى لشبكات الكمرات المجاورة. يجب أن يسمح بإدخال القوة الفعالة في كابلات الشد للكمرات في حساب قوة الكلية للأجهاد المسبق التي تعمل على مساحة الخرسانة الإجمالية.

7.6.4.2.2 If slabs are supported on walls or not cast monolithically with beams, gross concrete area is the slab section tributary to the tendon or tendon group.

7.6.4.2.2 إذا كانت البلاطات مرتكزة على الجدران أو لم تكن مرتكزة بشكل متجانس مع الكمرات، فإن مساحة الخرسانة الكلية هي مقطع البلاطة التابعة إلى كابلات الشد أو مجموعة كابلات الشد.

7.6.4.2.3 At least one tendon is required in the slab between faces of adjacent beams or walls.

7.6.4.2.3 يلزم وجود كابل شد واحد على الأقل في البلاطة الواقعة بين وجوه الكمرات المتجاورة أو الجدران.

COMMENTARY التعليق

R7.6.4 Minimum shrinkage and temperature reinforcement

R7.6.4.2 In prestressed monolithic beam-and-slab construction, at least one shrinkage and temperature tendon is required between beams, even if the beam tendons alone provide at least 0.7 MPa average compressive stress as required by 24.4.4.1 on the gross concrete area as defined in 7.6.4.2.1. A tendon of any size is permissible as long as all other requirements of 7.6.4.2 and 7.7.6.3 are satisfied. Application of the provisions of 7.6.4.2 and 7.7.6.3 to monolithic, cast-in-place, post tensioned, beam-and-slab construction is illustrated in Fig. R7.6.4.2. Tendons used for shrinkage and temperature reinforcement should be positioned as close as practicable to the mid-depth of the slab. In cases where the shrinkage and temperature tendons are used for supporting the principal tendons, variations from the slab centroid are permissible; however, the resultant of the shrinkage and temperature tendons should not fall outside the middle third of the slab thickness. The effects of slab shortening should be evaluated to ensure the effectiveness of the prestressing. In most cases, the low level of prestressing recommended should not cause difficulties in a properly detailed structure. Additional attention may be required where thermal effects become significant.

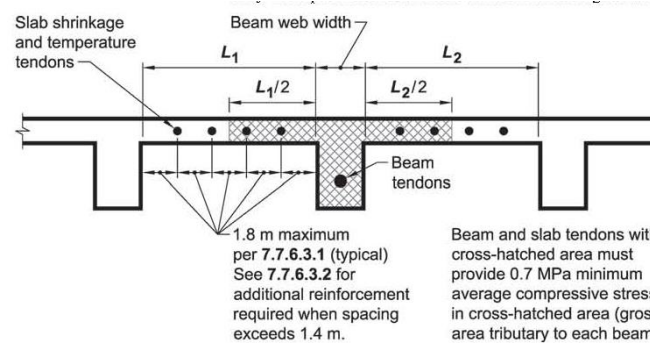


Fig. R7.6.4.2 Section through beams cast monolithically with slab.

R7.6.4 الحد الأدنى للانكماش ودرجة الحرارة

CODE
الكود

COMMENTARY
التعليق

٦-٤-٢ في بناء الكمرات والكتل المتألفية المسبقة الإجهاد، يلزم وجود واحد على الأقل من الوصلة الانكماشية والحرارة بين الكمرات، حتى إذا كانت كابلات الشد ذات الكمرات توفر وحدها ما لا يقل عن 0.7 MPa في الضغط المتوسط كما هو مطلوب في ٤-٤-١ من الإجمالي مساحة الخرسانة كما تم رفضها في 7.6.4.2.1. كابل الشد من أي حجم مسموح به طالما أن جميع المتطلبات الأخرى من 7.6.4.2 و 7.7.6.3 مستوفاة. ويوضح الشكل 6-7-4-2 تطبيق أحكام الفقرتين 7.6.4.2 و 7.7.6.3 على البناء المتألف، المصبوب في مكان ما، بعد التشدد، الكمرات والبلاطة. ينبغي وضع كابلات الشد المستخدمة في تسليح الانكماش ودرجة الحرارة في أقرب مكان ممكن عمليا إلى منتصف العمق. في الحالات التي تستخدم فيها أوتار الانكماش ودرجة الحرارة لدعم كابلات الشد الرئيسية، يمكن إجراء تغييرات من النقطة الوسطى؛ ومع ذلك، لا ينبغي أن يقع الناتج من أوتار الانكماش والحرارة خارج الثلث الأوسط لسماكة البلاطة. وينبغي تقييم آثار تقصير البلاطة لضمان فعالية الإجهاد المسبق. في معظم الحالات، لا ينبغي أن يؤدي انخفاض مستوى الإجهاد المسبق الموصى به إلى حدوث انشقاقات في بنية مفصلة بشكل صحيح. قد تكون هناك حاجة إلى مزيد من الاهتمام حيث تصبح التأثيرات الحرارية مؤشرا.

CODE

الكود

7.7—Reinforcement detailing**7.7.1 General**

7.7.1.1 Concrete cover for reinforcement shall be in accordance with **20.6.1**.

7.7 - تفاصيل التسليح

7.7.1 عام

7.7.1.1 يجب أن تكون التغطية الخرسانية للتسليح طبقاً لـ 20.6.1.

7.7.1.2 Development lengths of deformed and prestressed reinforcement shall be in accordance with **25.4**.

7.7.1.2 يجب أن تكون أطوال التثبيت للتسليح المحلزن ومسبق الإجهاد وفقاً لـ 25.4.

7.7.1.3 Splices of deformed reinforcement shall be in accordance with **25.5**.

7.7.1.3 يجب أن تكون وصلات التسليح المحلزن وفقاً لـ 25.5.

7.7.1.4 Bundled bars shall be in accordance with **25.6**.

7.7.1.4 يجب أن تكون حزمة الأسياخ طبقاً لـ 25.6.

7.7.2 Reinforcement spacing

7.7.2 تباعد التسليح

7.7.2.1 Minimum spacing s shall be in accordance with **25.2**.

7.7.2.1 يجب أن أقل مسافة بين الأسياخ S وفقاً لـ 25.2.

7.7.2.2 For nonprestressed and Class C prestressed slabs, spacing of bonded longitudinal reinforcement closest to the tension face shall not exceed s given in **24.3**.

7.7.2.2 بالنسبة للبلاطات الغير مسبقة الإجهاد و مسبقة الإجهاد من الصنف C ، يجب ألا تزيد المسافة بين التسليح الطولي المترابط الأقرب إلى وجه الشد s المعطاة في 24.3.

7.7.2.3 Maximum spacing s of deformed reinforcement shall be the lesser of $3h$ and 450 mm.

7.7.2.3 يجب أن يكون أقصى مسافة بين التسليح المحلزن أقل من $3h$ و 450 مم.

7.7.2.4 Spacing of reinforcement required by 7.5.2.3 shall not exceed the lesser of $5h$ and 450 mm.

COMMENTARY

التعليق

R7.7—Reinforcement detailing**R7.7.2 Reinforcement spacing**

R7.7.2.4 The spacing limitations for slab reinforcement are based on flange thickness, which for tapered flanges can be taken as the average thickness.

R7.7 - تفاصيل التسليح

R7.7.2 المسافة بين التسليح

R7.7.2.4 تستند القيود تباعد لتسليح بلاطة على سمك flang والتي لنفس الفنة flanges مدبب يمكن أن تؤخذ على أنها متوسط السمك.

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

7.7.2.4 يجب ألا تزيد مسافة التسليح المطلوبة بـ 7.5.2.3 عن $5h$ و 450مم.

7.7.3 Flexural reinforcement in nonprestressed slabs

7.7.3.1 Calculated tensile or compressive force in reinforcement at each section of the slab shall be developed on each side of that section.

7.7.3 تسليح الانحناء في البلاطات غير مسبقة الاجهاد
7.7.3.1 يتم تطوير قوة الشد أو الضغط المحسوبة في التسليح في كل مقطع من البلاطة على كل جانب من هذا المقطع.

7.7.3.2 Critical locations for development of reinforcement are points of maximum stress and points along the span where bent or terminated tension reinforcement is no longer required to resist flexure.

7.7.3.2 المواقع الحرجة لتطوير التسليح هي نقاط من أقصى إجهاد والنقاط على امتداد البحر حيث لم يعد هناك حاجة لتسليح الشد المنحني أو المنتهي لمقاومة الانحناء.

7.7.3.3 Reinforcement shall extend beyond the point at which it is no longer required to resist flexure for a distance at least the greater of d and $12db$, except at supports of simply-supported spans and at free ends of cantilevers.

7.7.3.3 يجب أن يمتد التسليح إلى أبعد من النقطة التي لم تعد مطلوبة لمقاومة الانحناء لمسافة لا تقل عن d و $12db$ على الأقل، باستثناء في الركائز للبحور بسيطة الاستناد وفي الأطراف الحرة للكوابيل.

7.7.3.4 Continuing flexural tension reinforcement shall have an embedment length at least ℓ_d beyond the point where bent or terminated tension reinforcement is no longer required to resist flexure.

7.7.3.4 يجب أن يكون للتسليح المستمر لانحناء الشد طول مغمور لا يقل عن ℓ_d بعد النقطة التي لم يعد يلزم فيها حاجة لتسليح الشد المنحني أو المنتهي لمقاومة الانحناء.

R7.7.3 Flexural reinforcement in nonprestressed slabs— Requirements for development of reinforcement in one-way slabs are similar to those for beams. Refer to **R9.7.3** for additional information.

3-7-7 التسليح الانضغاطية في البلاطات غير المزعجة - تشبه متطلبات تطوير التسليح في بلاطات الاتجاه الواحد تلك الخاصة بالأعمدة. ارجع إلى R9.7.3 للحصول على معلومات إضافية

CODE الكود

7.7.3.5 Flexural tension reinforcement shall not be terminated in a tension zone unless (a), (b), or (c) is satisfied:

(a) $V_u \leq (2/3)\phi V_n$ at the cutoff point.

(b) For No. 11 bars and smaller, continuing reinforcement provides double the area required for flexure at the cutoff point and $V_u \leq (3/4)\phi V_n$.

(c) Stirrup area in excess of that required for shear is provided along each terminated bar or wire over a distance $3/4d$ from the termination point. Excess stirrup area shall be not less than $60b_w s / f_{yt}$. S pacing s shall not exceed $d / (8\beta_b)$.

7.7.3.5 لا يسمح إنهاء تسليح أحناء الشد في منطقة شد ما لم يتم استيفاء (أ) أو (ب) أو (ج):
(أ) $V_u \leq (2/3)\phi V_n$ عند نقطة القطع.
(ب) بالنسبة للأسياخ رقم 11 والأصغر حجماً، فإن التسليح المستمر يوفر ضعف المساحة المطلوبة للأنحاء عند نقطة القطع و $V_u \leq (3/4)\phi V_n$.
(ج) يتم توفير مساحة تسليح الكانات في الزيادة عن ذلك المطلوبة للقص على طول كل سيخ أو سلك منتهي على مسافة $3/4d$ من نقطة الإنهاء. يجب ألا تقل مساحة تسليح الكانات الزائدة عن $60b_w s / f_{yt}$. يجب ألا تتجاوز المسافة بين الأسياخ عن $d / (8\beta_b)$.

7.7.3.6 Adequate anchorage shall be provided for tension reinforcement where reinforcement stress is not directly proportional to moment, such as in sloped, stepped, or tapered slabs, or where tension reinforcement is not parallel to the compression face.

7.7.3.6 يجب توفير تثبيت كافٍ لتسليح الشد حيث لا يكون إجهاد التسليح متناسباً بشكل مباشر مع العزم، كما هو الحال في البلاطات المائلة أو على شكل خطوات أو المدببة، أو حيث لا يكون تسليح الشد موازياً لوجه الضغط.

7.7.3.7 In slabs with spans not exceeding 3 m, welded wire reinforcement, with wire size not exceeding W5 or D5, shall be permitted to be curved from a point near the top of slab over the support to a point near the bottom of slab at midspan, provided such reinforcement is continuous over, or developed at, the support.

7.7.3.7 في البلاطات ذات البحور التي لا تتجاوز 3 متر، يسمح بالتسليح بالأسلاك الملحومة، التي لا يتجاوز حجمها السلك W5 أو D5، لتكون منحنية من نقطة بالقرب من أعلى البلاطة فوق الركيزة إلى نقطة بالقرب من أسفل البلاطة في منتصف البحر، بشرط أن يستمر هذا التسليح أو يتطور فوق أو عند الركيزة.

COMMENTARY التعليق

CODE

الكود

7.7.3.8 Termination of reinforcement

7.7.3.8.1 At simple supports, at least one-third of the maximum positive moment reinforcement shall extend along the slab bottom into the support, except for precast slabs where such reinforcement shall extend at least to the center of the bearing length.

7.7.3.8 إنهاء التسليح

7.7.3.8.1 في الركائز البسيطة، يجب أن يمتد على الأقل ثلث تسليح أقصى عزم موجب على طول أسفل البلاطة إلى الركيزة، باستثناء بلاطات مسبقة الصب، حيث يمتد هذا التسليح على الأقل إلى مركز طول التحميل.

7.7.3.8.2 At other supports, at least one-fourth of the maximum positive moment reinforcement shall extend along the slab bottom into the support at least 150 mm.

7.7.3.8.2 في الركائز الأخرى، يجب أن يمتد على الأقل ربع تسليح أقصى عزم موجب على طول أسفل البلاطة إلى الركيزة على الأقل 150 مم.

7.7.3.8.3 At simple supports and points of inflection, d_b for positive moment tension reinforcement shall be limited such that ℓ_d for that reinforcement satisfies (a) or (b). If reinforcement terminates beyond the centerline of supports by a standard hook or a mechanical anchorage at least equivalent to a standard hook, (a) or (b) need not be satisfied.

(a) $\ell_d \leq (1.3M_n/V_u + \ell_a)$ if end of reinforcement is confined by a compressive reaction

(b) $\ell_d \leq (M_n/V_u + \ell_a)$ if end of reinforcement is not confined by a compressive reaction M_n is calculated assuming all reinforcement at the section is stressed to f_y and V_u is calculated at the section. At a support, ℓ_a is the embedment length beyond the center of the support. At a point of inflection, ℓ_a is the embedment length beyond the point of inflection, limited to the greater of d and $12d_b$.

7.7.3.8.3 في تسليح الركائز البسيطة ونقاط الالتواء، d_b وتسليح عزم الشد الموجب مثل ℓ_d يجب أن يحدد لهذا التسليح بما يستوفي (أ) أو (ب). إذا انتهى التسليح إلى ما بعد خط المركز للركائز بواسطة عكفة قياسية أو تثبيت ميكانيكي يعادل على الأقل عكفة قياسية، فلا يلزم استيفاء (أ) أو (ب).

(أ) $\ell_d \leq (1.3M_n/V_u + \ell_a)$ إذا كانت نهاية التسليح محصورة بواسطة رد فعل انضغاطي

(ب) $\ell_d \leq (M_n/V_u + \ell_a)$ إذا كانت نهاية التسليح غير محصورة بواسطة رد فعل انضغاطي M_n يتم حسابه بافتراض كل التسليح في المقطع هو مجهود إلى f_y ويتم احتساب V_u في المقطع. عند الركيزة، ℓ_a هي الطول المغمور إلى ما بعد خط المركز للركيزة عند نقطة الالتواء، يكون الطول المغمور إلى ما بعد نقطة الالتواء، ويقتصر على أكبر من d و $12d_b$.

7.7.3.8.4 At least one-third of the negative moment reinforcement at a support shall have an embedment length beyond the point of inflection at least the greatest of d , $12d_b$, and $\ell_n/16$.

COMMENTARY

التعليق

R7.7.3.8 Termination of reinforcement—Requirements for termination of reinforcement in one-way slabs are similar to those for beams. Refer to **R9.7.3.8** for additional information.

8-3-7-7 إنهاء التسليح - تشبه متطلبات إنهاء التسليح في بلاطات الاتجاه الواحد تلك الخاصة بالاعمدة. راجع **R9.7.3.8** للحصول على معلومات إضافية

CODE الكود

٧-٣-٨-٤ يجب أن يكون ثلث تسليح عزم سالب عند أي ركيزة طول مغمور إلى ما بعد نقطة الالتواء، على الأقل، أكبر من d و $12db$ و $\ell_n/16$.

7.7.4 Flexural reinforcement in prestressed slabs

7.7.4.1 External tendons shall be attached to the member in a manner that maintains the specified eccentricity between the tendons and the concrete centroid through the full range of anticipated member deflections.

7.7.4 تسليح الانحناء في البلاطات مسبقة الإجهاد
7.7.4.1 يجب ربط كابلات الشد الخارجية بالعنصر بطريقة تحافظ على الأمامية المحدد بين كابلات الشد والمركز الخرساني من خلال المدى الكلي للتشوهات المتوقعة للعناصر.

7.7.4.2 If nonprestressed reinforcement is required to satisfy flexural strength, the detailing requirements of 7.7.3 shall be satisfied.

7.7.4.2 في حالة الحاجة إلى تسليح الأجهاد الغير مسبق لاستيفاء مقاومة الانحناء، يجب استيفاء المتطلبات التفصيلية وفقاً لـ 7.7.3.

7.7.4.3 Termination of prestressed reinforcement

7.7.4.3.1 Post-tensioned anchorage zones shall be designed and detailed in accordance with 25.9.

7.7.4.3 إنهاء التسليح مسبق الإجهاد
7.7.4.3.1 تصميم وتفصيل مناطق التثبيت لاحقة الشد وفقاً لـ 25.9.

7.7.4.3.2 Post-tensioning anchorages and couplers shall be designed and detailed in accordance with 25.8.

7.7.4.3.2 يجب تصميم مثبتات ومزدوجات لاحقة الشد وتفصيلها وفقاً لـ 25.8.

7.7.4.4 Termination of deformed reinforcement in slabs with unbonded tendons

7.7.4.4.1 Length of deformed reinforcement required by 7.6.2.3 shall be in accordance with (a) and (b):

- (a) At least $\ell_n/3$ in positive moment areas and be centered in those areas
- (b) At least $\ell_n/6$ on each side of the face of support

7.7.4.4 إنهاء التسليح المحلزن في البلاطات مع كابلات الشد الغير مرتبطة
7.7.4.4.1 طول التسليح المحلزن الذي تتطلبه 7.6.2.3 يجب أن يكون وفقاً لـ (أ) و (ب):
(أ) على الأقل $\ell_n/3$ في مناطق العزم الموجب ويتمركز في تلك المناطق
(ب) على الأقل $\ell_n/6$ على كل جانب من وجه الركيزة

COMMENTARY التعليق

R7.7.4 Flexural reinforcement in prestressed slabs

R7.7.4.4 Termination of deformed reinforcement in slabs with unbonded tendons—Requirements for termination of deformed reinforcement in one-way slabs with unbonded tendons are the same as those for beams. Refer to R9.7.4.4 for additional information.

R7.7.4 التسليح الانحناء في البلاطات المسبقة الإجهاد
7-7-4-4 إنهاء التسليح المحلزن في بلاطات ذات أوتار غير محزومة - تكون متطلبات إنهاء التسليح المحلزن في بلاطات ذات اتجاه واحد مع أوتار غير ممدد هي نفسها كتلك الموجودة في الكمرات. ارجع إلى R9.7.4.4 للحصول على معلومات إضافية.

CODE الكود

7.7.5 Shear reinforcement

7.7.5.1 If shear reinforcement is required, transverse reinforcement shall be detailed according to 9.7.6.2.

7.7.5 تسليح القص

7.7.5.1 إذا كان تسليح القص مطلوباً، يجب أن يتم تفصيل التسليح العرضي وفقاً لـ 9.7.6.2.

7.7.6 Shrinkage and temperature reinforcement

7.7.6.1 Shrinkage and temperature reinforcement in accordance with 7.6.4 shall be placed perpendicular to flexural reinforcement.

7.7.6 تسليح الانكماش والحرارة

7.7.6.1 يجب وضع تسليح الانكماش ودرجة الحرارة وفقاً لـ 7.6.4 بشكل عمودي على تسليح الانحناء.

7.7.6.2 Nonprestressed reinforcement

7.7.6.2.1 Spacing of deformed shrinkage and temperature reinforcement shall not exceed the lesser of $5h$ and 450 mm.

7.7.6.2 التسليح الأجهاد الغير مسبقة

7.7.6.2.1 يجب ألا تزيد المسافة بين التسليح المحلزن للانكماش والحرارة عن $5h$ و 450 مم.

7.7.6.3 Prestressed reinforcement

7.7.6.3.1 Spacing of slab tendons required by 7.6.4.2 and the distance between face of beam or wall to the nearest slab tendon shall not exceed 1.8 m.

7.7.6.3 تسليح الإجهاد المسبق

7.7.6.3.1 المسافة لكابلات الشد للبلاطة المطلوبة والمسافة بين وجه الكمرات أو الجدار إلى أقرب كابل شد للبلاطة يجب ألا تتعدى عن 1.8 متر.

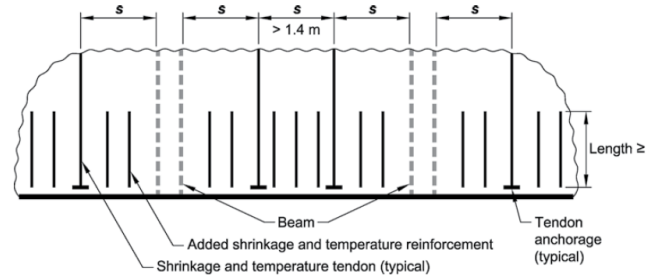
7.7.6.3.2 If spacing of slab tendons exceeds 1.4 m, additional deformed shrinkage and temperature reinforcement conforming to 24.4.3 shall be provided parallel to the tendons, except 24.4.3.4 need not be satisfied. In calculating the area of additional reinforcement, it shall be permitted to take the gross concrete area in Table 24.4.3.2 as the slab area between faces of beams. This shrinkage and temperature reinforcement shall extend from the slab edge for a distance not less than the slab tendon spacing.

7.7.6.3.2 إذا كان تباعد كابلات الشد للبلاطات يتجاوز 1.4 متر ، فيجب توفير تسليح محلزن إضافي للانكماش ودرجة حرارة متوافقة مع 24.4.3 موازية لكابلات الشد، ما عدا 24.4.3.4 لا ينبغي استيفائها. عند حساب مساحة التسليح الإضافي، يجب أن يسمح بنقل المساحة الكلية للخرسانة في الجدول 24.4.3.2 كمساحة للبلاطة بين أوجه الكمرات. يجب أن يمتد تسليح الانكماش ودرجة الحرارة من حافة البلاطة لمسافة لا تقل عن مسافة كابل الشد

COMMENTARY

التعليق

R7.7.6 Shrinkage and temperature reinforcement



R7.7.6.3 Prestressed reinforcement

R7.7.6.3.2 Widely spaced tendons result in non-uniform compressive stresses near the slab edges. The additional reinforcement is to reinforce regions near the slab edge that may be inadequately compressed. Placement of this reinforcement is illustrated in Fig. R7.7.6.3.2.

R7.7.6 تسليح الانكماش والحرارة

R7.7.6.3 تسليح الإجهاد المسبق

2-6-7-7 كابلات الشد ذات التباعد الواسع تؤدي إلى ضغوط انضغاطية غير منتظمة بالقرب من حواف الكتل. التسليح الإضافي هو تسليح المناطق القريبة من حافة البلاطة التي قد تكون مضغوطة بشكل غير كافٍ. يتم توضيح موضع هذا التسليح في الشكل. R7.7.6.3.2.

CODE الكود

CHAPTER 8—TWO-WAY SLABS

8.1—Scope

8.1.1 This chapter shall apply to the design of nonprestressed and prestressed slabs reinforced for flexure in two directions, with or without beams between supports, including (a) through (d):

- (a) Solid slabs
- (b) Slabs cast on stay-in-place, noncomposite steel deck
- (c) Composite slabs of concrete elements constructed in separate placements but connected so that all elements resist loads as a unit
- (d) Two-way joist systems in accordance with 8.8

الفصل 8 – البلاطات في اتجاهين

8.1 المجال

8.1.1 ينطبق هذا الفصل على تصميم البلاطات الغير مسبقة الأجهاد ومسبقة الإجهاد للأنحاء ثنائية الاتجاه، مع أو بدون كميرات بين الركائز، بما في ذلك (أ) إلى (د):

- (أ) بلاطات مصمتة
- (ب) بلاطات مصبوبة في الموقع وبلاطات معدنية غير مركبة
- (ج) بلاطات مركبة من العناصر الخرسانية المركبة في مواضع منفصلة ولكنها متصلة بحيث تقاوم العناصر جميع الأحمال كوحدة واحدة
- (د) أنظمة البلاطات المعصبة ذات الاتجاهين وفقاً لـ 8.8

COMMENTARY التعليق

R8—TWO-WAY SLABS

R8.1—Scope

The design methods given in this chapter are based on analysis of the results of an extensive series of tests (Burns and Hemakom 1977; Gamble et al. 1969; Gerber and Burns 1971; Guralnick and LaFraugh 1963; Hatcher et al. 1965, 1969; Hawkins 1981; Jirsa et al. 1966; PTI DC10.5; Smith and Burns 1974; Scordelis et al. 1959; Vanderbilt et al. 1969; Xanthakis and Sozen 1963) and the well-established performance records of various slab systems. The fundamental design principles are applicable to all planar structural systems subjected to transverse loads. Several specific design rules, as well as historical precedents, limit the types of structures to which this chapter applies. General slab systems that may be designed according to this chapter include flat slabs, flat plates, two-way slabs, and waffle slabs. Slabs with paneled ceilings are two-way, wide-band, beam systems. Slabs-on-ground that do not transmit vertical loads from other parts of the structure to the soil are excluded. For slabs with beams, the explicit design procedures of this chapter apply only when the beams are located at the edges of the panel and when the beams are supported by columns or other essentially nondeflecting supports at the corners of the panel. Two-way slabs with beams in one direction, with both slab and beams supported by girders in the other direction, may be designed under the general requirements of this chapter. Such designs should be based upon analysis compatible with the deflected position of the supporting beams and girders. For slabs supported on walls, the explicit design procedures in this chapter treat the wall as a beam of infinite stiffness; therefore, each wall should support the entire length of an edge of the panel (refer to 8.4.1.7). Walls of width less than a full panel length can be treated as columns.

R8 – البلاطات في اتجاهين

R8.1 المجال

تستند أساليب التصميم الواردة في هذا الفصل إلى تحليل نتائج سلسلة اختبارات واسعة النطاق (Burns and Hemakom 1977؛ Gamble et al. 1969؛ Gerber and Burns 1971؛ Guralnick and LaFraugh 1963؛ Hatcher et al 1965؛ Hawkins 1981؛ Jirsa et al 1966؛ PTI DC10.5؛ Smith and Burns 1974؛ Scordelis et al. 1959؛ Xanthakis و Sozen 1963) وسجلات الأداء الراسخة لمختلف أنظمة البلاطات. تنطبق مبادئ التصميم الأساسية على جميع الأنظمة الإنشائية المستوية الخاضعة لأحمال عرضية. تحدد العديد من قواعد التصميم المحددة، بالإضافة إلى السوابق التاريخية، أنواع الهياكل التي ينطبق عليها هذا الفصل. وتشمل أنظمة بلاطة العامة التي يمكن أن تصمم وفقاً لهذا الفصل في بلاطات، في بلاطة، وبلاطات ذات اتجاهين، بلاطات انحناء. إن البلاطات ذات الأسقف المغطاة ببلاطات هي أنظمة ذات شعاعين واسعتين. يتم استبعاد بلاطات على الأرض لا تنقل الأحمال العمودية من أجزاء أخرى من الهيكل إلى التربة. بالنسبة للبلاطات ذات الكميرات، تنطبق إجراءات التصميم الصريحة لهذا الفصل فقط عندما تكون الكميرات موجودة على حواف البلاطة وعندما تكون الأعمدة مدعومة بالأعمدة أو غيرها من الركائز غير الأساسية في أركان البلاطة.

CODE

الكود

8.2—General

8.2.1 A slab system shall be permitted to be designed by any procedure satisfying equilibrium and geometric compatibility, provided that design strength at every section is at least equal to required strength, and all serviceability requirements are satisfied. The direct design method of 8.10 or the equivalent frame method of 8.11 is permitted for design where applicable.

8.2 عام

8-2-1 يسمح بتصميم نظام البلاطة بواسطة أي إجراء يحقق التوازن والتوافق الهندسي، بشرط أن تكون المقاومة التصميمية في كل مقطع مساوية على الأقل للقوة المطلوبة، ويتم استيفاء جميع متطلبات الخدمة. يُسمح بطريقة التصميم المباشر 8.10 أو طريقة الإطار المكافئ 8.11 للتصميم عند الاقتضاء.

8.2.2 The effects of concentrated loads and openings shall be considered in design.

8.2.2 يجب أن تؤخذ في الاعتبار تأثيرات الأحمال المركزة والفتحات.

8.2.3 Slabs prestressed with an average effective compressive stress less than 0.9 MPa shall be designed as nonprestressed slabs.

8.2.3 يجب أن تصمم البلاطات مسبقة الأجهاد مع متوسط أجهاد الضغط الفعال أقل من 0.9 MPa كبلاطات غير مسبقة الأجهاد.

COMMENTARY

التعليق

يمكن تصميم بلاطات ذات اتجاهين مع عوارض في اتجاه واحد، مع كل من البلاطة والعوارض مدعومة بالعوارض في الاتجاه الآخر، وفقاً للمتطلبات العامة لهذا الفصل. يجب أن تستند مثل هذه التصميمات على تحليل متوافق مع الوضع المتأصل للحزم الداعمة والعوارض. بالنسبة للبلاطات المدعومة على الجدران، فإن إجراءات التصميم الصريحة في هذا الفصل تعامل الجدران كحزمة من الجساءة اللانهائية؛ لذلك، يجب أن يدعم كل جدار كامل طول حافة البلاطة (راجع 8.4.1.7). يمكن التعامل مع جدران العرض التي تقل عن طول البلاطة بالكامل كأعمدة

R8.2—General

R8.2.1 This section permits a design to be based directly on fundamental principles of structural mechanics, provided it can be demonstrated explicitly that all strength and serviceability criteria are satisfied. The design of the slab may be achieved through the combined use of classic solutions based on a linearly elastic continuum, numerical solutions based on discrete elements, or yield-line analyses, including, in all cases, evaluation of the stress conditions around the supports in relation to shear and torsion as well as flexure. The design of a slab system involves more than its analysis; any deviations in physical dimensions of the slab from common practice should be justified on the basis of knowledge of the expected loads and the reliability of the calculated stresses and deformations of the structure. For gravity load analysis of two-way slab systems, two analysis methods are given in 8.10 and 8.11. The specific provisions of both design methods are limited in application to orthogonal frames subject to gravity loads only. Both methods apply to two-way slabs with beams as well as to flat slabs and flat plates. In both methods, the distribution of moments to the critical sections of the slab reflects the effects of reduced stiffness of elements due to cracking and support geometry.

R8.2 عام

R8.2.1 يسمح هذا المقطع بالتصميم بشكل مباشر على المبادئ الأساسية للميكانيكا الإنشائية، بشرط أن يتضح بشكل صريح أن جميع معايير القوة والخدمة تكون مستوفاة. يمكن تحقيق تصميم البلاطة من خلال الاستخدام المشترك للحلول الكلاسيكية القائمة على سلسلة مرنة خطية، حلول عددية تعتمد على عناصر منفصلة، أو تحليلات خط الإنتاج، بما في ذلك، في جميع الحالات، تقييم ظروف الإجهاد حول الركائز في النسبة للقوى والالتواء وكذلك انحناء. يتضمن تصميم نظام البلاطة أكثر من تحليله؛ ينبغي تبرير أي انحرافات في الأبعاد المادية للبلاطة عن الممارسة الشائعة على أساس معرفة الأحمال المتوقعة وموثوقية الإجهادات المحسوبة وتشوهات الهيكل. لتحليل تحميل الجاذبية لأنظمة البلاطات ثنائية الاتجاه، يتم تقديم طريقتين للتحليل في 8.10 و 8.11. تقتصر الشروط المحددة لكل من طريقتين التصميم على الأطر المتعامدة التي تخضع لأحمال الجاذبية فقط. تنطبق على كل الأساليب لبلاطات اتجاهين مع الكمرات وكذلك انحناء في بلاطات وانحناء في بلاطة. في كلتا الطريقتين، يؤدي توزيع العزوم إلى الأقسام الحرجة للبلاطة إلى إعادة التأثير في انخفاض صلابة العناصر بسبب التشقق والدعم الهندسي.

CODE الكود

8.2.4 A drop panel in a nonprestressed slab, where used to reduce the minimum required thickness in accordance with 8.3.1.1 or the quantity of deformed negative moment reinforcement at a support in accordance with 8.5.2.2, shall satisfy (a) and (b):

(a) The drop panel shall project below the slab at least one-fourth of the adjacent slab thickness.

(b) The drop panel shall extend in each direction from the centerline of support a distance not less than one-sixth the span length measured from center-to-center of supports in that direction.

8.2.4 يجب أن تلبي البلاطة المسقطة الموجودة في البلاطات الغير مسبقة الأجهاد، حيث تستخدم للتقليل من الحد الأدنى المطلوب للسمك وفقاً لـ 8.3.1.1 أو كمية التسليح المحلزن للعزم السالب عند الركيزة وفقاً لـ 8.5.2.2، (أ) و (ب):
(أ) يجب أن تكون تسقط البلاطة المسقطة أسفل البلاطة ربع سمك البلاطة المجاورة على الأقل.

(ب) يجب أن تمتد البلاطة المسقطة في كل اتجاه من خط المركز للركيزة لمسافة لا تقل عن سدس طول البحر المقاس من المركز إلى المركز للركائز في ذلك الاتجاه.

8.2.5 A shear cap, where used to increase the critical section for shear at a slab-column joint, shall project below the slab soffit and extend horizontally from the face of the column a distance at least equal to the thickness of the projection below the slab soffit.

8.2.5 يجب أن يوضع تاج القص، الذي يستخدم لزيادة المقطع الحرج للقص في مفصل عمود -بلاطة، يجب إسقاط أسفل بلاطة الأرضية ويمتد أفقياً من وجه العمود بمسافة تعادل على الأقل سماكة الإسقاط لبلاطة الأرضية.

8.2.6 Materials

8.2.6.1 Design properties for concrete shall be selected to be in accordance with **Chapter 19**.

8.2.6 المواد

8.2.6.1 يجب اختيار خصائص التصميم للخرسانة وفقاً للفصل 19.

COMMENTARY التعليق

R8.2.4 and R8.2.5 Drop panel dimensions specified in 8.2.4 are necessary when reducing the amount of negative moment reinforcement following 8.5.2.2 or to satisfy minimum slab thicknesses permitted in 8.3.1.1. If the dimensions are less than specified in 8.2.4, the projection may be used as a shear cap to increase the shear strength of the slab. For slabs with changes in thickness, it is necessary to check the shear strength at several sections (Refer to **22.6.4.1(b)**).

R8.2.4 و R8.2.5 تعد أبعاد البلاطات المسقطة المحددة في 8.2.4 ضرورية عند تقليل مقدار تسليح العزوم السلبية بعد 8.5.2.2 أو لتلبية الحد الأدنى لسمك البلاطة المسموح به في 8.3.1.1. إذا كانت الأبعاد أقل من المحددة في 8.2.4، يمكن استخدام الإسقاط كغطاء قص لزيادة قوة القص للبلاطة. بالنسبة للبلاطات ذات التغيرات في السماكة، من الضروري التحقق من قوة القص في عدة أقسام (راجع 22.6.4.1 (b)).

CODE الكود	COMMENTARY التعليق
<p>8.2.6.2 Design properties for steel reinforcement shall be selected to be in accordance with Chapter 20.</p> <p>8.2.6.2 يجب اختيار خصائص التصميم الخاصة بتسليح الفولاذ لتتوافق مع الفصل 20.</p> <p>8.2.6.3 Materials, design, and detailing requirements for embedments in concrete shall be in accordance with 20.7.</p> <p>8.2.6.3 يجب أن تكون متطلبات المواد والتصميم والتفصيل متضمنة في الخرسانة وفقاً لـ 20.7.</p> <p>8.2.7 Connections to other members</p> <p>8.2.7.1 Beam-column and slab-column joints shall satisfy Chapter 15.</p> <p>8.2.7 الوصلات للعناصر الأخرى</p> <p>8.2.7.1 يجب أن تلبي مفاصل عمود -كمرة وعمود -بلاطة وفقاً لـ الفصل 15.</p>	<p>R8.2.7 Connections to other members—Safety of a slab system requires consideration of the transmission of load from the slab to the columns by flexure, torsion, and shear.</p> <p>اتصالات R8.2.7 إلى غيرهم من أفراد السلامة من نظام بلاطة يتطلب النظر في نقل حمولة من بلاطة إلى الأعمدة بواسطة انحناء ، التواء ، والقص.</p>

CODE الكود

8.3—Design limits

8.3.1 Minimum slab thickness

8.3.1.1 For nonprestressed slabs without interior beams spanning between supports on all sides, having a maximum ratio of long-to-short span of 2, overall slab thickness h shall not be less than the limits in Table 8.3.1.1, and shall be at least the value in (a) or (b), unless the calculated deflection limits of 8.3.2 are satisfied:

- (a) Slabs without drop panels as given in 8.2.4..... 125 mm.
(b) Slabs with drop panels as given in 8.2.4..... 100 mm.

8.3 - حدود التصميم

8.3.1 أقل سمك للبلاطة

8.3.1.1 للبلاطات الغير مسبقة الأجهاد بدون كمرات داخلية تمتد بين الركائز من جميع الجهات، وكان الحد الأقصى لنسبة الطول إلى العرض للبحر 2، يجب ان لا تكون سمك البلاطة الكلي أقل من الحدود في الجدول 8.3.1.1، ويجب أن تكون على الأقل قيمة في الفقرة (أ) أو (ب)، ما لم يتم استيفاء حدود التشوه المحسوب في 8.3.2:

- (أ) بلاطات بدون بلاطات مسقطة كما هو موضح في 8.2.4 125 مم .
(ب) بلاطات مع بلاطات مسقطة على النحو الوارد في 8.2.4 100 مم .

Table 8.3.1.1—Minimum thickness of nonprestressed two-way slabs without interior beams (mm.)^[1]

الجدول 8.3.1.1 - أقل سماكة للبلاطات ثنائية الاتجاه غير مسبقة الأجهاد بدون كمرات داخلية (مم) [1]

COMMENTARY

التعليق

R8.3—Design limits

R8.3.1 Minimum slab thickness—The minimum slab thicknesses in 8.3.1.1 and 8.3.1.2 are independent of loading and concrete modulus of elasticity, both of which have significant effects on deflections. These minimum thicknesses are not applicable to slabs with unusually heavy superimposed sustained loads or for concrete with modulus of elasticity significantly lower than that of ordinary normal-weight concrete. Deflections should be calculated for such situations.

R8.3 - حدود التصميم

R8.3.1 سمك الحد الأدنى للبلاطة - إن الحد الأدنى لسماكات البلاطات في 8.3.1.1 و 8.3.1.2 مستقلان عن معامل التحميل والخرسانة المرنة ، وكلاهما لهما تأثيرات ملحوظة على الصعاب. ولا تنطبق هذه السماكات الدنيا على بلاطات ذات أحمال ثقيلة متراكبة بشكل غير معتاد أو للخرسانة ذات معامل مرونة أقل بشكل ملحوظ من الخرسانة العادية ذات الوزن الطبيعي. يجب حساب الصلاحيات لهذه الحالات.

R8.3.1.1 The minimum thicknesses in Table 8.3.1.1 are those that have been developed through the years.

8-3-1 السماكات الدنيا في الجدول 8.3.1.1 هي تلك التي تم تطويرها على مر السنين.

CODE الكود

Table 8.3.1.1—Minimum thickness of nonprestressed two-way slabs without interior beams (mm)^[1]

f_y , MPa ^[2]	Without drop panels ^[3]		With drop panels ^[3]			
	Exterior panels		Interior panels	Exterior panels		Interior panels
	Without edge beams	With edge beams ^[4]		Without edge beams	With edge beams ^[4]	
280	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
520	$\ell_n/28$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/34$	$\ell_n/34$

[1] ℓ_n is the clear span in the long direction, measured face-to-face of supports (mm.).

[2] For f_y between the values given in the table, minimum thickness shall be calculated by linear interpolation.

[3] Drop panels as given in 8.2.4.

[4] Slabs with beams between columns along exterior edges. Exterior panels shall be considered to be without edge beams if α_f is less than 0.8. The value of α_f for the edge beam shall be calculated in accordance with 8.10.2.7.

[1] ℓ_n هو الطول الصافي في الاتجاه الطويل، مقاسة وجهاً لوجه من الركائز (mm.).

[2] بالنسبة إلى f_y بين القيم الواردة في الجدول، يتم حساب أقل سمك عن طريق التكامل الخطي.

[3] بلاطات مسقطة كما هو موضح في 8.2.4.

[4] بلاطات ذات كمرات بين الأعمدة على طول الحواف الخارجية. يجب أن تعتبر البلاطات الخارجية بدون كمرات طرفية إذا كانت α_f أقل من 0.8. قيمة α_f للكمرة الطرفية تحسب وفقاً لـ 8.10.2.7.

8.3.1.2 For nonprestressed slabs with beams spanning between supports on all sides, overall slab thickness h shall satisfy the limits in Table 8.3.1.2, unless the calculated deflection limits of 8.3.2 are satisfied.

8.3.1.2 بالنسبة للبلاطات الغير مسبقة الأجهاد مع الكمرات التي تمتد بين الركائز من جميع الجوانب، يجب أن يفي سمك البلاطة الكلي h بالحدود الموضحة في الجدول 8-3-1-2، ما لم يتم استيفاء حدود التشوه المحسوب وفقاً لـ 8.3.2.

الجدول 8.3.1.2 - أقل سماكة للبلاطات ثنائية الاتجاه غير مسبقة الأجهاد مع الكمرات التي تمتد بين الركائز من جميع الجوانب

COMMENTARY التعليق

Table 8.3.1.2—Minimum thickness of nonprestressed two-way slabs with beams spanning between supports on all sides

α_{fm} ^[1]	Minimum h , mm	
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	8.3.1.1 applies (a)	
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Greater of:	$\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right) / (36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2))$ (b) ^{[2],[3]}
		125 (c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Greater of:	$\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right) / (36 + 9\beta)$ (d) ^{[2],[3]}
		90 (e)

[1] α_{fm} is the average value of α_f for all beams on edges of a panel and α_f shall be calculated in accordance with 8.10.2.7.

R8.3.1.2 For panels having a ratio of long-to-short span greater than 2, the use of expressions (b) and (d) of Table 8.3.1.2, which give the minimum thickness as a fraction of the long span, may give unreasonable results. For such

CODE الكود

8.3.2 Calculated deflection limits

8.3.2.1 Immediate and time-dependent deflections shall be calculated in accordance with 24.2 and shall not exceed the limits in 24.2.2 for two-way slabs given in (a) through (c):

- (a) Nonprestressed slabs not satisfying 8.3.1
- (b) Nonprestressed slabs without interior beams spanning between the supports on all sides and having a ratio of long to short span exceeding 2.0
- (c) Prestressed slabs

8.3.2 حدود التشوه المحسوب

8.3.2.1 تحسب التشوهات الفورية والمستمرة طبقاً لـ 24.2 ولا تتجاوز الحدود الواردة في 24.2.2 للبلاطات ثنائية الاتجاه الواردة في (أ) إلى (ج):

- (أ) البلاطات غير مسبقة الإجهاد غير مرضية 8.3.1
- (ب) البلاطات غير مسبقة الإجهاد بدون كمرات داخلية تمتد بين الركائز من جميع الجوانب وتكون نسبة الطول الطويل إلى القصير أكثر من 2.0
- (ج) بلاطات مسبقة الإجهاد

8.3.2.2 For nonprestressed composite concrete slabs satisfying 8.3.1.1 or 8.3.1.2, deflections occurring after the member becomes composite need not be calculated. Deflections occurring before the member becomes composite shall be investigated, unless the precomposite thickness also satisfies 8.3.1.1 or 8.3.1.2.

8-3-2-2 بالنسبة للبلاطات الخرسانية المركبة مسبقة الإجهاد التي تستوفي 8.3.1.1 أو 8.3.1.2، لا يجب حساب التشوهات التي تحدث بعد أن يصبح العنصر مركباً. يجب أن يتم فحص التشوهات التي تحدث قبل أن يصبح العنصر مركباً، ما لم تستوف السماكة سابقة التركيب أيضاً 8.3.1.1 أو 8.3.1.2.

8.3.3 Reinforcement strain limit in nonprestressed slabs

8.3.3.1 For nonprestressed slabs, ϵ_t shall be at least 0.004.

8.3.3 حد انفعال التسليح في بلاطات غير مسبقة الإجهاد

8.3.3.1 بالنسبة للبلاطات غير مسبقة الإجهاد، يجب أن تكون ϵ_t على الأقل 0.004.

8.3.4 Stress limits in prestressed slabs

8.3.4.1 Prestressed slabs shall be designed as Class U with $f_t \leq 6 f_c$. Other stresses in prestressed slabs immediately after transfer and at service loads shall not exceed the permissible stresses in 24.5.3 and 24.5.4.

8.3.4 حدود الإجهاد في البلاطات مسبقة الإجهاد

8-3-4-1 تصمم البلاطات ذات الإجهاد المسبق على شكل صنف U مع $f_t \leq 6 f_c$. يجب ألا تتجاوز الأجهادات الأخرى في بلاطات مسبقة الإجهاد فوراً بعد النقل وفي أحمال الخدمة الإجهادات المسموح بها في 24.5.3 و 24.5.4.

COMMENTARY التعليق

R8.3.2 Calculated deflection limits

R8.3.2.1 For prestressed flat slabs continuous over two or more spans in each direction, the span-thickness ratio generally should not exceed 42 for floors and 48 for roofs; these limits may be increased to 48 and 52, respectively, if calculations verify that both short- and long-term deflection, camber, and vibration frequency and amplitude are not objectionable. Short- and long-term deflection and camber should be calculated and checked against serviceability requirements of the structure.

R8.3.2 حدود التشوه المحسوب

R8.3.2.1 بالنسبة للأجسام المطولة مسبقاً على بلاطات مستوية على فصلين أو أكثر في كل اتجاه، يجب ألا تتجاوز نسبة سماكة الامتداد عموماً 42 من أجل الأعمدة و 48 للأسقف؛ يمكن زيادة هذه الحدود إلى 48 و 52، على التوالي، إذا تحققت الحسابات من أن كل من القابلية القصيرة والطويلة الأجل، والتقطب، وتواتر الاهتزاز واتساعها ليست موضع اعتراض. يجب حساب التحليل على المدى القصير والطويل وتحقق من متطلبات الخدمة للهيكل.

R8.3.2.2 If any portion of a composite member is prestressed, or if the member is prestressed after the components have been cast, the provisions of 8.3.2.1 apply and deflections are to be calculated. For nonprestressed composite members, deflections need to be calculated and compared with the limiting values in Table 24.2.2, only when the thickness of the member or the precast part of the member is less than the minimum thickness given in Table 8.3.1.1. In unshored construction, the thickness of concern depends on whether the deflection before or after the attainment of effective composite action is being considered.

R8.3.2.2 إذا كان أي جزء من عضو مركب مسبقة الإجهاد، أو إذا كان العنصر مسبقة الإجهاد أن يتم صب المكونات، فإن أحكام 8.3.2.1 تُطبق وتُحسب النتائج بالنسبة للعناصر المركبين غير المدققين، يجب حساب النتائج ومقارنتها بالقيم المحددة في الجدول 24.2.2، فقط عندما يكون سمك العنصر أو نسبة جزء من العنصر أقل من الحد الأدنى للسمك الوارد في الجدول 8.3.1.1. في البناء غير المرخص، تعتمد سماكة الإجهاد على ما إذا كان يجري النظر في القابلية قبل أو بعد تحقيق إجراء مركب فعال.

R8.3.3 Reinforcement strain limit in nonprestressed slabs

R8.3.3.1 The effect of this limitation is to restrict the reinforcement ratio in nonprestressed slabs to mitigate brittle flexural behavior in case of an overload. This limitation does not apply to prestressed slabs.

R8.3.3 حد إنفعال تسليح البلاطات الغير مسبقة الإجهاد

8-3-3-1 يكون تأثير هذا القيد هو تقييد نسبة التسليح في البلاطات الغير مسبقة الإجهاد للتخفيف من سلوك الأنحاء الضئيل في حالة الحمل الزائد. لا ينطبق هذا القيد على البلاطات مسبقة الإجهاد

CODE

الكود

8.4—Required strength**8.4.1 General**

8.4.1.1 Required strength shall be calculated in accordance with the factored load combinations in **Chapter 5**.

8.4 - القوة المطلوبة**8.4.1 عام**

8.4.1.1 تحسب القوة المطلوبة وفقاً لتراكيب الأحمال المصعدة في الفصل 5.

8.4.1.2 Required strength shall be calculated in accordance with the analysis procedures given in **Chapter 6**. Alternatively, the provisions of 8.10 for the direct design method shall be permitted for the analysis of nonprestressed slabs and the provisions of 8.11 for the equivalent frame method shall be permitted for the analysis of nonprestressed and prestressed slabs, except 8.11.6.5 and 8.11.6.6 shall not apply to prestressed slabs.

8.4.1.2 تحسب القوة المطلوبة وفقاً لإجراءات التحليل الواردة في الفصل 6. وبدلاً من ذلك، يُسمح بأحكام الفقرة 8.10 الخاصة بطريقة التصميم المباشر لتحليل البلاطات غير مسبقة الأجهاد، ويجب أن تكون أحكام البند 8.11 من أجل طريقة الإطار المكافئ يُسمح بتحليل البلاطات غير مسبقة الأجهاد ومسبقة الأجهاد، باستثناء 8.11.6.5 و 8.11.6.6 التي لا تنطبق على البلاطات مسبقة الأجهاد.

8.4.1.3 For prestressed slabs, effects of reactions induced by prestressing shall be considered in accordance with **5.3.11**.

8.4.1.3 بالنسبة لبلاطات مسبقة الأجهاد، يتم اعتبار تأثيرات ردود الأفعال الناتجة عن الإجهاد المسبق وفقاً للمادة 5.3.11.

COMMENTARY

التعليق

R8.4—Required strength**R8.4.1 General**

R8.4.1.2 Use of the equivalent frame method of analysis (refer to 8.11) or numerical analysis procedures is required for determination of both service and factored moments and shears for prestressed slab systems. The equivalent frame method of analysis has been shown by tests of large structural models to satisfactorily predict factored moments and shears in prestressed slab systems (Smith and Burns 1974; Burns and Hemakom 1977; Hawkins 1981; PTI DC10.5; Gerber and Burns 1971; Scordelis et al. 1959). The referenced research also shows that analysis using prismatic sections or other approximations of stiffness may provide erroneous and unsafe results. Section 8.11.6.5 is excluded from application to prestressed slab systems. Moment redistribution for prestressed slabs, however, is permitted in accordance with 6.6.5. Section 8.11.6.6 does not apply to prestressed slab systems because the distribution of moments between column strips and middle strips required by 8.11.6.6 is based on tests for nonprestressed concrete slabs. Simplified methods of analysis using average coefficients do not apply to prestressed concrete slab systems. PTI DC10.5 provides guidance for prestressed concrete slab systems.

R8.4 - القوة المطلوبة**R8.4.1 عام**

R8.4.1.2 يستلزم استخدام طريقة تحليل الإطار المكافئ (يرجى الرجوع إلى 8.11) أو إجراءات التحليل العددي من أجل تحديد كل من الخدمة والعزوم المصعدة والقص في البلاطات المسبقة الأجهاد. تم توضيح طريقة تحليل الإطار المكافئ من خلال اختبارات النماذج الإنشائية الكبيرة للتنبؤ بشكل مرضي بحالات ومجرات الفحوصات المعزولة في أنظمة البلاطات المسبقة الأجهاد (Burns and Hemakom 1977; Smith and Burns 1974; Gerber and Burns 1971; PTI DC10.5; Hawkins 1981; Scordelis et al. 1959). يوضح البحث المشار إليه أيضاً أن التحليل باستخدام أقسام موشورية أو تقديرات تقريبية أخرى للتصلب قد يوفر نتائج خاطئة وغير آمنة. يستثنى المقطع 8.11.6.5 من التطبيق على أنظمة البلاطات المسبقة الأجهاد. ومع ذلك، يُسمح بإعادة توزيع العزم لبلاطات مسبقة الأجهاد وفقاً لـ 6.6.5. لا ينطبق المقطع 8.11.6.6 على أنظمة البلاطات مسبقة الأجهاد لأن توزيع العزوم بين شرائط العمود والشرائط المتوسطة التي تتطلبها 8.11.6.6 يعتمد على اختبارات بلاطات خرسانية غير مسبقة الأجهاد. إن طرق التحليل المبسطة باستخدام متوسطات المعاملات لا تنطبق على أنظمة البلاطات الخرسانية سابقة الأجهاد. يوفر PTI DC10.5 إرشادات لأنظمة بلاطات الخرسانة سابقة الأجهاد.

CODE

الكود

8.4.1.4 For a slab system supported by columns or walls, dimensions c_1 , c_2 , and ℓ_n shall be based on an effective support area. The effective support area is the intersection of the bottom surface of the slab, or drop panel or shear cap if present, with the largest right circular cone, right pyramid, or tapered wedge whose surfaces are located within the column and the capital or bracket and are oriented no greater than 45 degrees to the axis of the column.

8.4.1.4 بالنسبة لنظام البلاطة المرتكزة على أعمدة أو جدران، يجب أن تعتمد الأبعاد c_1 و c_2 و ℓ_n على المساحة الفعالة للركيزة. المساحة الفعالة للركيزة هي تقاطع السطح السفلي للبلاطة، أو البلاطة المسقطة أو تاج القص إذا كان موجوداً، مع أكبر مخروط دائري مستقيم، أو هرم مستقيم، أو وتد مدبب توجد أسطحه داخل العمود وتاج العمود أو القوس، لا تتجه أكثر من 45 درجة إلى محور العمود.

8.4.1.5 A column strip is a design strip with a width on each side of a column centerline equal to the lesser of $0.25\ell_2$ and $0.25\ell_1$. A column strip shall include beams within the strip, if present.

8.4.1.5 شريحة العمود هي شريحة تصميمية بعرض على كل جانب من خط مركز العمود يساوي أقل من $0.25\ell_1$ و $0.25\ell_2$. يجب أن يتضمن شريحة العمود الكمرات داخل الشريحة، إن وجدت.

8.4.1.6 A middle strip is a design strip bounded by two column strips.

8.4.1.6 الشريحة الوسطية هو شريحة تصميمية يحدها شريحتين من الأعمدة.

8.4.1.7 A panel is bounded by column, beam, or wall centerlines on all sides.

8.4.1.7 يحد البلاطات بواسطة خطوط مركزية للأعمدة أو للكمرة أو للجدار من جميع الجوانب.

8.4.1.8 For monolithic or fully composite construction supporting two-way slabs, a beam includes that portion of slab, on each side of the beam extending a distance equal to the projection of the beam above or below the slab, whichever is greater, but not greater than four times the slab thickness.

8.4.1.8 بالنسبة للبناء الموحد أو المركب بالكامل الذي يدعم بلاطات ثنائية الاتجاه، تشمل الكمرات جزء من البلاطة، على كل جانب من الكمرة يمتد مسافة مساوية لإسقاط الكمرة فوق أو أسفل البلاطة، أيهما أكبر، ولكن لا يزيد عن أربعة أضعاف سماكة البلاطة.

COMMENTARY

التعليق

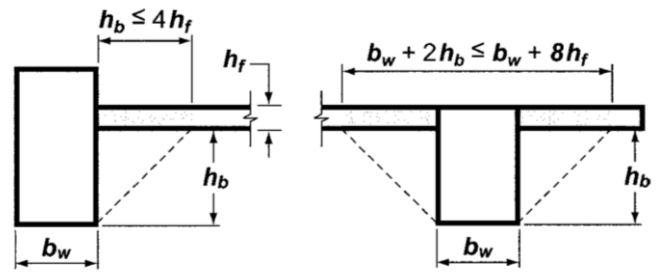


Fig. R8.4.1.8—Examples of the portion of slab to be included with the beam under 8.4.1.8.

R8.4.1.7 A panel includes all flexural elements between column centerlines. Thus, the column strip includes the beam, if any.

R8.4.1.7 تحتوي البلاطة على جميع عناصر الانحناء بين خطوط مراكز الأعمدة. وهكذا، يشتمل شريحة العمود على الكمرات، إن وجدت.

R8.4.1.8 For monolithic or fully composite construction, the beams include portions of the slab as flanges. Two examples of the rule are provided in Fig. R8.4.1.8.

R8.4.1.8 لبناء متجانسة أو مركب بالكامل، وتشمل الكمرات أجزاء من البلاطة كما الانحناء في نفس الفئة. ويرد مثالان على القاعدة في الشكل R.8.4.1.8.

CODE**الكود**

8.4.1.9 Combining the results of a gravity load analysis with the results of a lateral load analysis shall be permitted.

8.4.1.9 يسمح باستخدام نتائج تحليل الحمولة الرأسية مع نتائج تحليل الحمولة الجانبية.

8.4.2 Factored moment

8.4.2.1 For slabs built integrally with supports, M_u at the support shall be permitted to be calculated at the face of support, except if analyzed in accordance with 8.4.2.2.

8.4.2 عزم مصعد

8.4.2.1 بالنسبة للبلاطات المكوّنة بشكل متكامل مع الركيزة، يسمح بحساب M_u في الركيزة في وجه الركيزة، إلا في حالة تحليلها وفقاً لما يلي 8.4.2.2.

8.4.2.2 For slabs analyzed using the direct design method or the equivalent frame method, M_u at the support shall be located in accordance with 8.10 or 8.11, respectively.

8.4.2.2 بالنسبة للبلاطات التي تم تحليلها باستخدام طريقة التصميم المباشر أو طريقة الإطار المكافئ، يجب تحديد موقع M_u عند الركيزة وفقاً لـ 8.10 أو 8.11 ، على التوالي.

8.4.2.3 Factored slab moment resisted by the column

8.4.2.3.1 If gravity load, wind, earthquake, or other effects cause a transfer of moment between the slab and column, a fraction of M_{sc} , the factored slab moment resisted by the column at a joint, shall be transferred by flexure in accordance with 8.4.2.3.2 through 8.4.2.3.5.

8.4.2.3 عزم البلاطة المصعد المقاوم بواسطة العمود

8.4.2.3.1 إذا كان الحمل الرأسى أو الرياح أو الزلازل أو أي تأثيرات أخرى يتسبب في نقل عزم بين البلاطة والأعمدة، وهو جزء من M_{sc} ، فإن عزم البلاطة المصعد المقاوم بواسطة العمود في المفصل ، يجب أن يتم نقلها بواسطة الانحناء في وفقاً لـ 8.4.2.3.2 حتى 8.4.2.3.5.

8.4.2.3.2 The fraction of factored slab moment resisted by the column, $\gamma_f M_{sc}$, shall be assumed to be transferred by flexure, where γ_f shall be calculated by:

8.4.2.3.2 يفترض أن يتم نقل جزء من عزم البلاطة المصعد المقاوم بواسطة العمود، $\gamma_f M_{sc}$ ، بواسطة الانحناء، حيث γ_f يجب حسابها بواسطة:

COMMENTARY**التعليق****R8.4.2 Factored moment**

R8.4.2 عزم مصعد

R8.4.2.3 Factored slab moment resisted by the column

R8.4.2.3.1 This section is concerned primarily with slab systems without beams.

R8.4.2.3 عزم البلاطة المصعد المقاوم بواسطة العمود

1-3-2-4-8 يُعنى هذا القسم في المقام الأول بأنظمة البلاطات دون كمرات.

CODE

الكود

8.4.2.3.3 The effective slab width b_{slab} for resisting $\gamma_f M_{sc}$ shall be the width of column or capital plus $1.5h$ of slab or drop panel on either side of column or capital.

8.4.2.3.3 يجب أن يكون العرض الفعال للبلاطة لمقاومة $\gamma_f M_{sc}$ هو عرض العمود أو تاج العمود بالإضافة إلى $1.5h$ من البلاطة أو البلاطة المسقط على جانبي العمود أو تاج العمود.

8.4.2.3.4 For nonprestressed slabs, where the limitations on v_{ug} and ϵ_t in Table 8.4.2.3.4 are satisfied, γ_f shall be permitted to be increased to the maximum modified values provided in Table 8.4.2.3.4, where v_c is calculated in accordance with 22.6.5, and v_{ug} is the factored shear stress on the slab critical section for two-way action due to gravity loads without moment transfer.

8.4.2.3.4 بالنسبة للبلاطات غير مسبقة الأجهاد، حيث يتم استيفاء القيود المفروضة على v_{ug} و ϵ_t في الجدول 8-4-2-3-4، يجب السماح بزيادة القيمة القصوى المحددة في الجدول 8.4.2.3.4، حيث v_c محسوبة وفقاً لـ 22.6.5، v_{ug} هي عبارة عن إجهاد القص المصعد على المقطع الحرج للبلاطة للعمل في اتجاهين بسبب الأحمال الرأسية دون الحاجة إلى نقل العزم.

Table 8.4.2.3.4—Maximum modified values of γ_f for nonprestressed two-way slabs

جدول 8.4.2.3.4 - القيم القصوى المعدلة لـ γ_f من أجل البلاطات الغير مسبقة الأجهاد في اتجاهين

COMMENTARY

التعليق

R8.4.2.3.3 Tests and experience have shown that, unless measures are taken to resist the torsional and shear stresses, all reinforcement resisting that part of the moment to be transferred to the column by flexure should be placed between lines that are one and one-half the slab or drop panel thickness, $1.5h$, on each side of the column.

وقد أظهرت التجارب **R8.4.2.3.3** والخبرة أن، ما لم تتخذ تدابير لمقاومة إجهادات اللي والقص، عن تسليح مقاومة هذا الجزء من عزم أن يتم تحويلها إلى العمود الانحناء ينبغي أن توضع بين خطوط التي هي واحد و واحد و نصف سماكة البلاطة أو السقوط، 1.5 ساعة، على كل جانب من العمود.

R8.4.2.3.4 Tests indicate that some flexibility in distribution of M_{sc} transferred by shear and flexure at both exterior and interior columns is possible. Interior, exterior, and corner columns refer to slab-column connections for which the critical perimeter for rectangular columns has four, three, or two sides, respectively. At exterior columns, for M_{sc} resisted about an axis parallel to the edge, the portion of moment transferred by eccentricity of shear $\gamma_v M_{sc}$ may be reduced, provided that the factored shear at the column (excluding the shear produced by moment transfer) does not exceed 75 percent of the shear strength ϕv_c as defined in 22.6.5.1 for edge columns, or 50 percent for corner columns. Tests (Moehle 1988; ACI 352.1R) indicate that there is no significant interaction between shear and M_{sc} at the exterior column in such cases. Note that as $\gamma_v M_{sc}$ is decreased, $\gamma_f M_{sc}$ is increased. Evaluation of tests of interior columns indicates that some flexibility in distributing M_{sc} transferred by shear and flexure is possible, but with more severe limitations than for exterior columns. For interior columns, M_{sc} transferred by flexure is permitted to be increased up to 25 percent, provided that the factored shear (excluding the shear caused by the moment transfer) at the interior columns does not exceed 40 percent of the shear strength ϕv_c as defined in 22.6.5.1. If the factored shear for a slab-column connection is large, the slab-column joint cannot always develop all of the reinforcement provided in the effective width. The modifications for interior slab-column connections in this provision are permitted only where the reinforcement required to develop $\gamma_f M_{sc}$ within the effective width has a net tensile strain ϵ_t not less than 0.010. The use of Eq. (8.4.2.3.2) without the modification permitted in this provision will generally indicate overstress conditions on the joint. This provision is intended to improve ductile behavior of the slab-column joint. If reversal of moments occurs at opposite faces of an interior column, both top and bottom reinforcement should be concentrated within the effective width. A ratio of top-to-bottom reinforcement of approximately 2 has been observed to be appropriate

CODE الكود

Table 8.4.2.3.4—Maximum modified values of γ_f for nonprestressed two-way slabs

Column location	Span direction	v_{ng}	ϵ_f (within b_{slab})	Maximum modified γ_f
Corner column	Either direction	$\leq 0.5\phi v_c$	≥ 0.004	1.0
Edge column	Perpendicular to the edge	$\leq 0.75\phi v_c$	≥ 0.004	1.0
	Parallel to the edge	$\leq 0.4\phi v_c$	≥ 0.010	$\frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1.0$
Interior column	Either direction	$\leq 0.4\phi v_c$	≥ 0.010	$\frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1.0$

8.4.2.3.5 Concentration of reinforcement over the column by closer spacing or additional reinforcement shall be used to resist moment on the effective slab width defined in 8.4.2.3.2 and 8.4.2.3.3.

8.4.2.3.5 يجب استخدام تركيز التسليح على العمود عن طريق تقريب المسافات بين الأسياخ أو تسليح إضافية لمقاومة العزوم على العرض الفعال للبلطة المحددة في 8.4.2.3.2 و 8.4.2.3.3

8.4.2.3.6 The fraction of M_{sc} not calculated to be resisted by flexure shall be assumed to be resisted by eccentricity of shear in accordance with 8.4.4.2.

8.4.2.3.6 يفترض أن جزء من M_{sc} لم يتم حسابه لمقاومته من خلال الانحناء ليتم مقاومته من قبل اللامركزية للقص طبقاً لـ 8.4.4.2.

8.4.3 Factored one-way shear

8.4.3.1 For slabs built integrally with supports, V_u at the support shall be permitted to be calculated at the face of support.

8.4.3 القص المصعد في اتجاه واحد
8.4.3.1 بالنسبة للبلطات المبنية بشكل متكامل مع الركائز، يُسمح بحساب V_u في الركيزة عند وجه الركيزة.

8.4.3.2 Sections between the face of support and a critical section located d from the face of support for nonprestressed slabs and $h/2$ from the face of support for prestressed slabs shall be permitted to be designed for V_u at that critical section if (a) through (c) are satisfied:

- Support reaction, in direction of applied shear, introduces compression into the end regions of the slab.
- Loads are applied at or near the top surface of the slab.
- No concentrated load occurs between the face of support and critical section.

8.4.3.2 يجب أن تكون المقاطع بين وجه الركيزة والمقطع الحرج الواقع على أساس d من وجه الركيزة للبلطات الغير مسبقة الأجهاد و $h/2$ من وجه الركيزة للبلطات مسبقة الأجهاد ، مصممة لـ V_u في هذا المقطع الحرج إذا (أ) حتى (ج) مستوفاة:

- رد فعل الركيزة، في اتجاه القص المطبق، يدخل الضغط في المناطق النهائية للبلطة.
- يتم تطبيق الأحمال على السطح العلوي للبلطة أو بالقرب منه.
- لا يحدث تحميل مركّز بين وجه الركيزة والمقطع الحرج.

COMMENTARY التعليق

8.4.2.3.4 تشير الاختبارات إلى أن بعض الاستقبال في توزيع M_{sc} المنقول عن طريق القص والطحن على العمودين الخارجيين والداخليين ممكن. تشير الأعمدة الداخلية والخارجية والزواوية إلى التوصيلات ذات الأعمدة العريضة التي لها المحيط الحرج للأعمدة المستطيلة بأربعة أو ثلاثة أو جانبين، على التوالي. في الأعمدة الخارجية، من أجل مقاومة M_{sc} حول محور مواز للحافة، قد يتم تقليل جزء العزوم المنقولة عن طريق اللامركزية من M_{sc} ، شريطة ألا يتجاوز القص المحسوب في العمود (باستثناء القص الناتج عن نقل العزم) 75 النسبة المئوية لقوة القص ϕv_c كما تم حذفها في 22.6.5.1 لأعمدة الحواف ، أو 50٪ لأعمدة الركن. تشير الاختبارات (Moehle 1988 ؛ ACI 352.1R) إلى عدم وجود تفاعل ملحوظ بين القص والماجستير في العمود الخارجي في مثل هذه الحالات. لاحظ أنه نظراً لانخفاض $\gamma_v M_{sc}$ ، يتم زيادة $\gamma_f M_{sc}$. يشير تقييم اختبارات الأعمدة الداخلية إلى أن بعض التمدد في توزيع M_{sc} المنقولة بواسطة القص والظفر أمر ممكن، ولكن مع قيود أكثر شدة من الأعمدة الخارجية. للأعمدة الداخلية، يسمح ماجستير نقلها بواسطة انحناء إلى زيادة تصل إلى 25 في المئة، بشرط أن يكون القص الحساب (باستثناء القص الناجمة عن نقل العزم في الأعمدة الداخلية لا تتجاوز 40 في المئة من قوة القص ϕv_c كما هو معروف في 22.6.5.1. إذا كان القص المصعد المحسوب الخاص بتوصيل عمود بلاطة كبيراً، لا يمكن للمفصل بين عمود - بلاطة يكون بعرض فعال للتسليح. لا يسمح بالتعديلات الخاصة بوصلات عمود البلاطة الداخلية في هذا الحكم إلا عندما يكون التسليح المطلوب لتطويع $\gamma_f M_{sc}$ ضمن العرض الفعال له سلاطة شد صافية لا تقل عن 0.010. استخدام المعادل (٨،٨،٢،٣،٢) دون أن يكون الترميز المسموح به في هذا الحكم سيشير بشكل عام إلى حالات الإفراط في الحرارة على المفصل. يهدف هذا البند إلى تحسين السلوك للاجهاد العالي لمفصل عمود -البلاطة. إذا حدث انعكاس العزوم في وجوه متقابلة من عمود داخلي، فيجب تركيز كل من التسليح العلوية والسفلية داخل العرض الفعال. وقد لوحظ وجود نسبة من التسليح العلوي للسفلي هي 2 تقريباً تكون مناسبة

CODE

الكود

8.4.4 Factored two-way shear

8.4.4.1 Critical section

8.4.4.1.1 Slabs shall be evaluated for two-way shear in the vicinity of columns, concentrated loads, and reaction areas at critical sections in accordance with 22.6.4.

8.4.4 القص المصعد في اتجاهين

8.4.4.1 المقطع الحرج

8.4.4.1.1 يجب تقييم البلاطات للقص في اتجاهين في المناطق القريبة من الأعمدة والأحمال المركزة ومناطق رد الفعل في المقاطع الحرجة طبقاً لـ 22.6.4.

8.4.4.1.2 Slabs reinforced with stirrups or headed shear stud reinforcement shall be evaluated for two-way shear at critical sections in accordance with 22.6.4.2.

8.4.4.1.2 يجب تقييم البلاطات المسلحة مع الكانات أو تسليح مسمار رأس القص للقص في اتجاهين في المقاطع الحرجة طبقاً لـ 22.6.4.2.

8.4.4.1.3 Slabs reinforced with shearheads shall be evaluated for two-way shear at critical sections in accordance with 22.6.9.8.

8.4.4.1.3 يجب تقييم البلاطات المسلحة مع shearheads للقص في اتجاهين في المقاطع الحرجة طبقاً لـ 22.6.9.8.

8.4.4.2 Factored two-way shear stress due to shear and factored slab moment resisted by the column

8.4.4.2 إجهاد القص ثنائي الاتجاه المصعد بسبب القص وعزم البلاطة المصعد المقاوم بواسطة العمود

8.4.4.2.1 For two-way shear with factored slab moment resisted by the column, factored shear stress v_u shall be calculated at critical sections in accordance with 8.4.4.1. Factored shear stress v_u corresponds to a combination of v_{ug} and the shear stress produced by $\gamma_v M_{sc}$, where γ_v is given in 8.4.4.2.2 and M_{sc} is given in 8.4.2.3.1.

8.4.4.2.1 بالنسبة للقص ذو الاتجاهين وعزم البلاطة المصعد المقاوم بواسطة العمود، يتم حساب إجهاد القص المصعد عند المقاطع الحرجة طبقاً لـ 8.4.4.1. يقابل إجهاد القص المصعد v_u مجموعة من v_{ug} وإجهاد القص الذي ينتجه $\gamma_v M_{sc}$ ، حيث γ_v معطى في 8.4.4.2.2 و M_{sc} موضح في 8.4.2.3.1.

COMMENTARY

التعليق

R8.4.4 Factored two-way shear—The calculated shear stresses in the slab around the column are required to conform to the requirements of 22.6.

R8.4.4 القص المصعد في اتجاهين - يلزم إجهاد القص المحسوب في البلاطة حول العمود ليتوافق مع متطلبات 22.6.

R8.4.4.2 Factored two-way shear stress due to shear and factored slab moment resisted by the column

R8.4.4.2 إجهاد القص ثنائي الاتجاه المصعد بسبب القص وعزم البلاطة المصعد المقاوم بواسطة العمود

CODE

الكود

8.4.4.2.2 The fraction of M_{sc} transferred by eccentricity of shear, $\gamma_v M_{sc}$, shall be applied at the centroid of the critical section in accordance with 8.4.4.1, where:

8.4.4.2.2 يتم تطبيق جزء من M_{sc} المنقولة بواسطة اللامركزية للفص، $\gamma_v M_{sc}$ ، عند النقطة المركزية للمقطع الحرج وفقاً لـ 8.4.4.1 ، حيث:

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \quad (8.4.4.2.2)$$

COMMENTARY

التعليق

R8.4.4.2.2 Hanson and Hanson (1968) found that where moment is transferred between a column and a slab, 60 percent of the moment should be considered transferred by flexure across the perimeter of the critical section defined in 22.6.4.1, and 40 percent by eccentricity of the shear about the centroid of the critical section. For rectangular columns, the portion of the moment transferred by flexure increases as the width of the face of the critical section resisting the moment increases, as given by Eq. (8.4.2.3.2). Most of the data in Hanson and Hanson (1968) were obtained from tests of square columns. Limited information is available for round columns; however, these can be approximated as square columns according to 8.10.1.3.

R8.4.4.2.2 وجد هانسون وهانسون (1968) أنه عندما تنتقل العزم بين عمود وبلاطة ، يجب اعتبار 60٪ من العزم المنقولة بواسطة المظهر عبر محيط المقطع الحرج المحجوب في 22.6.4.1 ، و 40 النسبة المنوية من خلال اللامركزية غير المحدود للفص حول النقطة الوسطى للقسم الحرج. للأعمدة مستطيلة الشكل، وجزء من عزم نقل بزيادات انحناء كما عرض على وجه مقطع حرج مقاومة الزيادات للعزم، والتي قدمها المعادلة (8.4.2.3.2). تم الحصول على معظم البيانات في هانسون وهانسون (1968) من اختبارات أعمدة مربعة. معلومات محدودة متاحة للأعمدة المستديرة؛ ومع ذلك، يمكن تقريب هذه كأعمدة مربعة وفقاً لـ 8.10.1.3.

CODE الكود

8.4.4.2.3 The factored shear stress resulting from $\gamma_v M_{sc}$ shall be assumed to vary linearly about the centroid of the critical section in accordance with 8.4.4.1.

8.4.4.2.3 يفترض أن يكون أجهاد القص المصعد الناتج عن $\gamma_v M_{sc}$ مختلفًا خطيًا حول النقطة المركزية للمقطع الحرج وفقًا لـ 8.4.4.1.

COMMENTARY التعليق

R8.4.4.2.3 The stress distribution is assumed as illustrated in Fig. R8.4.4.2.3 for an interior or exterior column. The perimeter of the critical section, $ABCD$, is determined in accordance with 22.6.4.1. The factored shear stress v_{ug} and factored slab moment resisted by the column M_{sc} are determined at the centroidal axis $c-c$ of the critical section. The maximum factored shear stress may be calculated from:

$$v_{u,AB} = v_{ug} + \frac{\gamma_v M_{sc} c_{AB}}{J_c}$$

or

$$v_{u,CD} = v_{ug} - \frac{\gamma_v M_{sc} c_{CD}}{J_c}$$

where γ_v is given by Eq. (8.4.4.2.2). For an interior column, J_c may be calculated by:

J_c = property of assumed critical section analogous to polar moment of inertia

$$= \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

3 يفترض توزيع الإجهاد على النحو المبين في الشكل **R.8.4.4.2.3** لعمود داخلي أو خارجي. يتم تحديد محيط المقطع الحرج، $ABCD$ ، وفقًا لـ **22.6.4.1**. يتم تحديد أجهاد القص المصعد v_{ug} وعزم البلاطة المصعد بواسطة عمود M_{sc} على المحور المركزي $c-c$ للمقطع الحرج. يمكن حساب أقصى أجهاد قص مصعد من المعادلة:

$$v_{u,AB} = v_{ug} + \frac{\gamma_v M_{sc} c_{AB}}{J_c}$$

أو

$$v_{u,CD} = v_{ug} - \frac{\gamma_v M_{sc} c_{CD}}{J_c}$$

حيث γ_v معطى في المعادلة (8.4.4.2.2). بالنسبة لعمود داخلي، يمكن حساب J_c من خلال:

J_c = خاصية المقطع الحرج المفترض المشابه لعزم القصور الذاتي القطبي

$$= \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

Similar equations may be developed for J_c for columns located at the edge or corner of a slab. The fraction of M_{sc} not transferred by eccentricity of the shear should be transferred by flexure in accordance with 8.4.2.3. A conservative method assigns the fraction transferred by flexure over an effective slab width defined in 8.4.2.3.3. Often, column strip reinforcement is concentrated near the column to accommodate M_{sc} . Available test data (Hanson and Hanson 1968) seem to indicate that this practice does not increase shear strength but may be desirable to increase the stiffness of the slab-column junction. Test data (Hawkins 1981) indicate that the moment transfer strength of a prestressed slab-to-column connection can be calculated using the procedures of 8.4.2.3 and 8.4.4.2. Where shear reinforcement has been used, the critical section beyond the shear reinforcement generally has a polygonal shape (Fig. R8.7.6d and e). Equations for calculating shear stresses on such sections are given in ACI 421.1R.

يمكن تطوير معادلات مشابهة لـ J_c للأعمدة الموجودة على حافة أو ركن البلاطة. ينبغي نقل جزء من M_{sc} لا تنقل عن طريق اللامركزية للقص بل عن طريق الانحناء وفقاً 8.4.2.3. تقوم الطريقة المحافظة بتعيين الجزء المنقولة بواسطة الانحناء على العرض الفعال للبلاطة كما تم تحديدها في 8.4.2.3.3. في كثير من الأحيان، يتم تركيز تسليح شريحة العمود بالقرب من العمود لاستيعاب M_{sc} . يبدو أن بيانات الاختبار المتوفرة (Hanson and Hanson 1968) تشير إلى أن هذا التطبيق لا يزيد من مقاومة القص ولكن قد يكون من المرغوب فيه زيادة جساءة تقاطع عمود-البلاطة. تشير بيانات الاختبار (هوكينز 1981) إلى أنه يمكن حساب قوة نقل العزم من وصلة بلاطة مسبقة إجهاد إلى عمود باستخدام إجراءات 8.4.2.3 و 8.4.4.2. عند استخدام تسليح القص، يكون المقطع الحرج وراء تسليح القص بشكل عام له شكل مضلع (الشكل R8.7.6d و e). المعادلات لحساب أجهادات القص على هذه المقاطع واردة في ACI 421.1R.

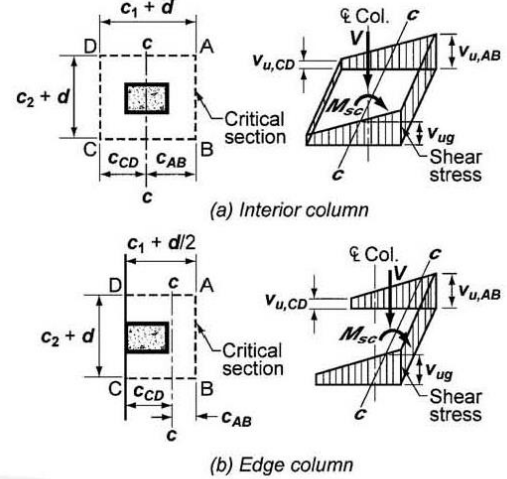


Fig. R8.4.4.2.3—Assumed distribution of shear stress.

<p style="text-align: center;">CODE الكود</p>	<p style="text-align: center;">COMMENTARY التعليق</p>
<p>8.5—Design strength</p> <p style="text-align: right;">8.5 - المقاومة التصميمية</p>	<p>R8.5—Design strength</p> <p style="text-align: right;">R8.5 - المقاومة التصميمية</p>
<p>8.5.1 General</p> <p style="text-align: right;">8.5.1 عام</p>	<p>R8.5.1 General</p> <p style="text-align: right;">R8.5.1 عام</p>
<p>8.5.1.1 For each applicable factored load combination, design strength shall satisfy $\phi S_n \geq U$, including (a) through (d). Interaction between load effects shall be considered.</p> <p>(a) $\phi M_n \geq M_u$ at all sections along the span in each direction</p> <p>(b) $\phi M_n \geq \gamma_f M_{sc}$ within b_{slab} as defined in 8.4.2.3.3</p> <p>(c) $\phi V_n \geq V_u$ at all sections along the span in each direction for one-way shear</p> <p>(d) $\phi v_n \geq v_u$ at the critical sections defined in 8.4.4.1 for two-way shear</p> <p>8.5.1.1 بالنسبة لكل تركيبة حمل مصعد، يجب تلبية المقاومة التصميمية $\phi S_n \geq U$ ، بما في ذلك (أ) إلى (د). ينبغي النظر في التفاعل بين تأثيرات الحمولة.</p> <p>(أ) $\phi M_n \geq M_u$ (في جميع المقاطع على طول البحر في كل اتجاه</p> <p>(ب) $\phi M_n \geq \gamma_f M_{sc}$ (داخل b_{slab} كما هو محدد في 8.4.2.3.3</p> <p>(ج) $\phi V_n \geq V_u$ (في جميع المقاطع على طول البحر في كل اتجاه للقص في اتجاه واحد.</p> <p>(د) $\phi v_n \geq v_u$ (في المقاطع الحرجة المحددة في 8.4.4.1 من أجل القص في اتجاهين</p>	<p>R8.5.1.1 Refer to R9.5.1.1.</p> <p style="text-align: right;">R8.5.1.1 الرجوع إلى R9.5.1.1</p>
<p>8.5.1.2 ϕ shall be in accordance with 21.2.</p> <p style="text-align: right;">8.5.1.2 ϕ يجب أن يكون وفقاً 21.2.</p>	
<p>8.5.1.3 If shearheads are provided, 22.6.9 and 8.5.1.1(a) shall be satisfied in the vicinity of the column. Beyond each arm of the shearhead, 8.5.1.1(a) through (d) shall apply.</p> <p>8.5.1.3 إذا تم تحديد shearheads، يجب أن يتم استيفاء 22.6.9 و 8.5.1.1 (a) في محيط العمود. خلف كل ذراع من shearhead، يجب تطبيق 8.5.1.1 (أ) إلى (د)</p>	
<p>8.5.2 Moment</p> <p>8.5.2.1 M_n shall be calculated in accordance with 22.3.</p> <p style="text-align: right;">8.5.2 العزم</p> <p style="text-align: right;">8.5.2.1 تحسب M_n وفقاً لـ 22.3.</p>	
<p>8.5.2.2 In calculating M_n for nonprestressed slabs with a drop panel, the thickness of the drop panel below the slab shall not be assumed to be greater than one-fourth the distance from the edge of drop panel to the face of column or column capital.</p> <p>8.5.2.2 عند حساب M_n للبلاطات الغير مسبقة الأجهاد مع بلاطة السقوط، يجب ألا يفترض أن سمك بلاطة السقوط أسفل البلاطة يكون أكبر من ربع المسافة من حافة بلاطة السقوط إلى وجه العمود أو تاج العمود.</p>	

CODE

الكود

8.5.2.3 In calculating M_n for prestressed slabs, external tendons shall be considered as unbonded unless the external tendons are effectively bonded to the slab along its entire length.

8-5-2-3 عند حساب M_n للبلاطات مسبقة الإجهاد ، يجب اعتبار كابلات الشد الخارجية غير مترابطة ما لم يتم ربط كابلات الشد الخارجية فعلياً بالبلاطة بطولها الكامل.

8.5.3 Shear

8.5.3.1 Design shear strength of slabs in the vicinity of columns, concentrated loads, or reaction areas shall be the more severe of 8.5.3.1.1 and 8.5.3.1.2.

8.5.3 القص

8.5.3.1 يجب أن تكون مقاومة القص للبلاطات في المناطق القريبة من الأعمدة أو الأحمال المركزة أو مناطق ردود الأفعال أكثر شدة من 8.5.3.1.1 و 8.5.3.1.2.

8.5.3.1.1 For one-way shear, where each critical section to be investigated extends in a plane across the entire slab width, V_n shall be calculated in accordance with 22.5.

8.5.3.1. بالنسبة إلى القص أحادي الاتجاه، حيث يمتد كل مقطع حرج يتم التحقيق فيه في المستوى عبر عرض البلاطة بالكامل، يتم حساب V_n وفقاً لـ 22.5.

8.5.3.1.2 For two-way shear, v_n shall be calculated in accordance with 22.6.

8.5.3.1.2 بالنسبة إلى القص ذو الاتجاهين ، يُحسب v_n وفقاً لـ 22.6.

8.5.3.2 For composite concrete slabs, horizontal shear strength V_{nh} shall be calculated in accordance with 16.4.

8.5.3.2 بالنسبة للبلاطات الخرسانية المركبة ، يتم حساب قوة القص الأفقي V_{nh} وفقاً لـ 16.4.

8.5.4 Openings in slab systems

8.5.4.1 Openings of any size shall be permitted in slab systems if shown by analysis that all strength and serviceability requirements, including the limits on deflections, are satisfied.

8.5.4 الفتحات في أنظمة البلاطات

8.5.4.1 يسمح بالفتحات من أي حجم في أنظمة البلاطات إذا تبين من التحليل أنه يتم استيفاء جميع متطلبات المقاومة والخدمة ، بما في ذلك حدود التشوهات.

COMMENTARY

التعليق

R8.5.3 Shear

R8.5.3.1 Differentiation should be made between a long and narrow slab acting as a beam, and a slab subject to two-way action where failure may occur by punching along a truncated cone or pyramid around a concentrated load or reaction area.

R8.5.3 القص

R8.5.3.1 يجب عمل تمييز بين بلاطة طويلة وضيقة تعمل ككمرة ، وبلاطة ذات اتجاهين معرضة حيث قد يحدث الانهيار عن طريق الثقب (القص في اتجاهين) على طول مخروط أو هرم مقطوع حول منطقة مركزية أو حمولة تفاعلية.

CODE الكود

8.5.4.2 As an alternative to 8.5.4.1, openings shall be permitted in slab systems without beams in accordance with (a) through (d).

8-5-4-2 كبديل للفقرة 8.5.4.1 ، يُسمح بالفتحات في أنظمة بلاطات بدون كمرات وفقاً لـ (أ) إلى (د).

(a) Openings of any size shall be permitted in the area common to intersecting middle strips, but the total quantity of reinforcement in the panel shall be at least that required for the panel without the opening. (b) At two intersecting column strips, not more than one-eighth the width of column strip in either span shall be interrupted by openings. A quantity of reinforcement at least equal to that interrupted by an opening shall be added on the sides of the opening. (c) At the intersection of one column strip and one middle strip, not more than one-fourth of the reinforcement in either strip shall be interrupted by openings. A quantity of reinforcement at least equal to that interrupted by an opening shall be added on the sides of the opening. (d) If an opening is located within a column strip or closer than 10h from a concentrated load or reaction area, 22.6.4.3 for slabs without shearheads or 22.6.9.9 for slabs with shearheads shall be satisfied.

(أ) يسمح بالفتحات من أي حجم في المنطقة المشتركة بين الشرائح المتقاطعة، ولكن يجب أن تكون الكمية الإجمالية للتسليح في البلاطة على الأقل المطلوبة للبلاطة بدون الفتحة. (ب) عند شريحتي عمود متقاطعتين، لا يزيد عرضهما عن شريحة العمود في كامل البحر، يجب أن تنقطع بواسطة الفتحات. يجب إضافة كمية من التسليح على الأقل مساوية لتلك التي تقطعها فتحة على جوانب الفتحة.

(ج) عند تقاطع شريحة واحدة للعمود وشريحة متوسطة، لا ينقطع أكثر من ربع التسليح في أي من الفتحات. يجب إضافة كمية من التسليح على الأقل مساوية لتلك التي تقطعها فتحة على جوانب الفتحة.

(د) إذا كان يوجد فتحة داخل شريحة عمود أو أقرب من 10h من حمل مركز أو منطقة رد فعل مركز، فيجب أن يتم استيفاء 22.6.4.3 للبلاطات بدون shearheads أو 22.6.9.9 للبلاطات مع shearheads.

COMMENTARY التعليق

CODE الكود

8.6—Reinforcement limits

8.6 - حدود التسليح

8.6.1 Minimum flexural reinforcement in nonprestressed slabs

8.6.1 الحد الأدنى لتسليح الانحناء في البلاطات الغير مسبقة الأجهاد

8.6.1.1 A minimum area of flexural reinforcement, $A_{s,min}$, shall be provided near the tension face in the direction of the span under consideration in accordance with Table 8.6.1.1.

8.6.1.1 يجب توفير أقل مساحة تسليح للانحناء، $A_{s,min}$ ، بالقرب من وجه الشد في اتجاه البحر قيد النظر وفقاً للجدول 8.6.1.1.

COMMENTARY التعليق

R8.6—Reinforcement limits

R8.6 - حدود التسليح

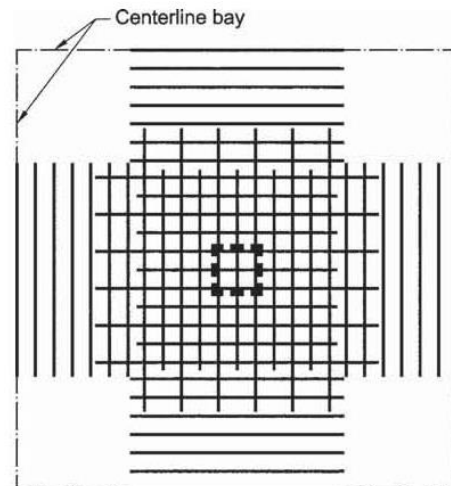
R8.6.1 Minimum flexural reinforcement in nonprestressed slabs

R8.6.1 الحد الأدنى من تسليح الانحناء في البلاطات الغير مسبقة الأجهاد

R8.6.1.1 The required area of deformed or welded wire reinforcement used as minimum flexural reinforcement is the same as that required for shrinkage and temperature in 24.4.3.2. However, whereas shrinkage and temperature reinforcement is permitted to be distributed between the two faces of the slab as deemed appropriate for specific conditions, minimum flexural reinforcement should be placed as close as practicable to the face of the concrete in tension due to applied loads. Figure R8.6.1.1 illustrates the arrangement of minimum reinforcement required near the top of a two-way slab supporting uniform gravity load. The bar cutoff points are based on the requirements shown in Fig. 8.7.4.1.3a. To improve crack control and to intercept potential punching shear cracks with tension reinforcement, the licensed design professional should consider specifying continuous reinforcement in each direction near both faces of thick two-way slabs, such as transfer slabs, podium slabs, and mat foundations. Also refer to R8.7.4.1.3.

R8.6.1.1 إن المساحة المطلوبة من تسليح الأسلاك المحلزن أو الملحومة المستخدمة كحد أدنى من تسليح الانحناء هي نفسها المطلوبة للتقلص والحرارة في 24.4.3.2. ومع ذلك، في حين يسمح بتوزيع الانكماش ودرجة الحرارة بين وجهي بلاطة حسب ما تراه مناسباً للظروف المحددة، يجب وضع الحد الأدنى من تسليح الانحناء في أقرب ما يمكن عملياً على وجه الخرسانة في الشد بسبب الأحمال المطبقة. يوضح الشكل R8.6.1.1 ترتيب الحد الأدنى من التسليح المطلوب بالقرب من الجزء العلوي من البلاطة ذو اتجاهين يدعم حمل الجاذبية المنتظم. تستند نقاط قطع السليخ إلى المتطلبات الموضحة في الشكل 8.7.4.1.3a. ولتحسين التحكم في الشقوق واعتراض تشققات القص المحتملة مع تسليح الشد، يجب على فني التصميم المرخص أن يفكر في تحديد التسليح المستمر في كل اتجاه بالقرب من وجهي البلاطات السميكة ثنائية الاتجاه، مثل بلاطة النقل، و بلاطة podium، و أساسات الحواف.

راجع أيضاً R8.7.4.1.3.



R8.6.1.1—Arrangement of minimum reinforcement

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

Table 8.6.1.1— $A_{s,min}$ for nonprestressed two-way slabs

الجدول 8.6.1.1 - $A_{s,min}$ ، بالنسبة للبلاطات الغير مسبقة الأجهاد ثنائية الاتجاه

Table 8.6.1.1— $A_{s,min}$ for nonprestressed two-way slabs

Reinforcement type	f_y , MPa	$A_{s,min}$, mm ²
Deformed bars	< 420	$0.0020A_g$
Deformed bars or welded wire reinforcement	> 420	Greater of: $\frac{0.0018 \times 420}{f_y} A_g$ and $0.0014A_g$

8.6.2 Minimum flexural reinforcement in prestressed slabs

8.6.2 الحد الأدنى لتسليح الانحناء في البلاطات مسبقة الأجهاد

8.6.2.1 For prestressed slabs, the effective prestress force $A_{ps}f_{se}$ shall provide a minimum average compressive stress of 0.9 MPa on the slab section tributary to the tendon or tendon group. For slabs with varying cross section along the slab span, either parallel or perpendicular to the tendon or tendon group, the minimum average effective prestress of 0.9 MPa is required at every cross section tributary to the tendon or tendon group along the span.

8.6.2.1 بالنسبة للبلاطات مسبقة الأجهاد ، يجب أن توفر قوة مسبقة الأجهاد الفعالة أقل متوسط أجهاد ضغط يبلغ 0.9 MPa على مقطع البلاطة التابعة إلى كابل الشد أو مجموعة كابلات الشد. بالنسبة للبلاطات ذات المقاطع العرضية المتفاوتة على بحر البلاطة، إما متوازية أو متعامدة مع كابل الشد أو مجموعة كابلات الشد، فإن أقل متوسط أجهاد ضغط الفعال هو 0.9 MPa مطلوب في كل مقطع عرضي تابع إلى كابل الشد أو مجموعة كابلات الشد على طول البحر.

Fig. R8.6.1.1—Arrangement of minimum reinforcement near the top of a two-way slab.

الشكل 8 - R8.6.1. ترتيب الحد الأدنى من التسليح بالقرب من الجزء العلوي من البلاطة ذو اتجاهين

R8.6.2 Minimum flexural reinforcement in prestressed slab

R8.6.2 الحد الأدنى من تسليح الانحناء في البلاطة مسبقة الأجهاد

R8.6.2.1 The minimum average effective prestress of 0.9 MPa was used in two-way test panels in the early 1970s to address punching shear concerns of lightly reinforced slabs. For this reason, the minimum effective prestress is required to be provided at every cross section. If the slab thickness varies along the span of a slab or perpendicular to the span of a slab, resulting in a varying slab cross section, the 0.9 MPa minimum effective prestress and the maximum tendon spacing is required at every cross section tributary to the tendon or group of tendons along the span, considering both the thinner and the thicker slab sections. This may result in higher than the minimum fpc in thinner cross sections, and tendons spaced at less than the maximum in thicker cross sections along a span with varying thickness, due to the practical aspects of tendon placement in the field

R8.6.2.1 تم استخدام الحد الأدنى من مسبقة الأجهاد البالغ 0.9 MPa في بلاطة اختبار ذات اتجاهين في أوائل السبعينيات من القرن الماضي لمعالجة مخاوف القصر المثارة للبلاطات خفيفة التسليح لهذا السبب، يجب تقديم الحد الأدنى من مسبقة الأجهاد في كل مقطع عرضي. إذا كان سمك بلاطة يتغير على طول لوح البلاطة أو عمودياً على بحر البلاطة ، مما ينتج عنه مقطع عرضي مختلف للوح، فيجب إجراؤه بمقدار 0.9 MPa على الباعثة للجهد الفعال والحد الأقصى للتباعد بين الكابلات في كل الاعصاب المقطع العرضي إلى الوتر أو مجموعة من الكابلات على طول النطاق ، مع الأخذ في الاعتبار كل من المقاطع الأكثر نحافة وأسمك. قد يؤدي ذلك إلى ارتفاع الحد الأدنى من تكلفة النقرة في المقاطع العرضية الأرق، الكابلات متساوية في أقل من الحد الأقصى في المقاطع العرضية الأكثر سمكاً على امتداد البحر بسماكة مختلفة ، نظراً للجوانب العملية لوضع الكابلات في الحقل

CODE الكود

8.6.2.2 For slabs with bonded prestressed reinforcement, total quantity of As and Aps shall be adequate to develop a factored load at least 1.2 times the cracking load calculated on the basis of f_r defined in 19.2.3.

8.6.2.2 بالنسبة للبلاطات ذات تسليح مترابط مسبق الإجهاد ، يجب أن تكون الكمية الإجمالية لـ As و Aps كافية لوضع حمل مصعد على 1.2 مرة على الأقل من حمل التشقق المحسوب على أساس f_r المحددة في 19.2.3.

8.6.2.2.1 For slabs with both flexural and shear design strength at least twice the required strength, 8.6.2.2 need not be satisfied.

8.6.2.2.1 بالنسبة للبلاطات ذات مقاومة تصميمية للانحناء والقص لا تقل عن ضعف القوة المطلوبة على الأقل ، لا ينبغي استيفاء 8.6.2.2.

8.6.2.3 For prestressed slabs, a minimum area of bonded deformed longitudinal reinforcement, $A_{s,min}$, shall be provided in the precompressed tension zone in the direction of the span under consideration in accordance with Table 8.6.2.3.

8.6.2.3 بالنسبة للبلاطات مسبقة الإجهاد ، يجب توفير أقل مساحة تسليح محزن طولي ، $A_{s,min}$ ، في منطقة الشد مسبقة الضغط في اتجاه البحر قيد النظر وفقاً للجدول 8.6.2.3.

COMMENTARY التعليق

R8.6.2.2 This provision is a precaution against abrupt flexural failure developing immediately after cracking. A flexural member designed according to Code provisions requires considerable additional load beyond cracking to reach its flexural strength. Thus, considerable deflection would warn that the member strength is approaching. If the flexural strength were reached shortly after cracking, the warning deflection would not occur. Transfer of force between the concrete and the prestressing steel, and abrupt flexural failure immediately after cracking, does not occur when the prestressing steel is unbonded (ACI 423.3R); therefore, this requirement does not apply to members with unbonded tendons.

R8.6.2.2 يعتبر هذا الحكم تقييماً ضد فشل الانحناء المفاجئ الذي يحدث فور حدوث التشقق. يتطلب العضو الشدني المصمم وفقاً لأحكام الكود عبئاً إضافياً كبيراً يتجاوز التشقق للوصول إلى مقاومة الانحناء. وبالتالي، فإن انحرافاً كبيراً يحذر من أن مقاومة العضو تقترب. إذا تم الوصول إلى مقاومة الانحناء بعد فترة قصيرة من التشقق، فلن يحدث انحراف تحذير. لا يحدث نقل القوة بين الخرسانة والفولاذ مسبق الإجهاد وفشل الانحناء المفاجئ مباشرة بعد التشقق، عندما الفولاذ المسبق الإجهاد (ACI 423.3R) غير مترابط؛ لذلك، لا ينطبق هذا الشرط على الأعضاء ذوي الكابلات غير المربوطة.

R8.6.2.3 Some bonded reinforcement is required by the Code in prestressed slabs to limit crack width and spacing at service load when concrete tensile stresses exceed the modulus of rupture and, for slabs with unbonded tendons, to ensure flexural performance at nominal strength, rather than performance as a tied arch. Providing the minimum bonded reinforcement as stipulated in this provision helps to ensure adequate performance.

R8.6.2.3 يلزم بعض التسليح المترابط مسبق الإجهاد في بلاطة مسبقة الإجهاد للحد من عرض التشقق والتباعد عند حمل الخدمة عندما تتجاوز ضغوط الشد الخرسانية معامل التمزق، بلاطة ذات الكابلات غير المترابطة، لضمان الأداء الانحناء عند المقاومة الاسمية، بدلاً من الأداء كقوس مربوط. ويساعد توفير الحد الأدنى من التسليح المترابط كما هو منصوص عليه في هذا الحكم في ضمان الأداء المناسب. ويستند الحد الأدنى من التسليح المترابط في أنظمة البلاطات المسطحة ثنائية الاتجاه

The minimum amount of bonded reinforcement in two-way flat slab systems is based on reports by Joint ACI/ASCE Committee 423 (1958) and ACI 423.3R. Limited research available for two-way flat slabs with drop panels (Odello and Mehta 1967) indicates that behavior of these particular systems is similar to the behavior of flat plates. For usual loads and span lengths, flat plate tests summarized in Joint ACI/ASCE Committee 423 (1958) and experience since the 1963 Code was adopted indicate satisfactory performance without bonded reinforcement in positive moment regions $f_t \leq 0.17\sqrt{f'_c}$. In positive moment regions where $0.17\sqrt{f'_c} \leq f_t \leq 0.50\sqrt{f'_c}$,

a minimum bonded reinforcement area proportioned to resist N_c according to Eq. (8.6.2.3

إلى تقارير اللجنة المشتركة (1958) ACI/ASCE 423 و ACI 423.3R. يشير البحث المحدود المتاح بلاطة المسطحة ذات الاتجاهين مع بلاطة الإسقاط (Odello) و (1967) Mehta إلى أن سلوك هذه الأنظمة الخاصة يشبه سلوك الصفائح المسطحة. بالنسبة للأحمال العادية وأطوال الامتداد، فإن اختبارات البلاطات المسطحة التي تم تلخيصها في اللجنة المشتركة-ACI (1958) ASCE 423 وخبرتها منذ اعتماد كود عام 1963 تشير إلى أداء مرض دون تسليح مستعدة في مناطق إيجابية موجبة حيث $f_t \leq 0.17\sqrt{f'_c}$.

في مناطق العزم الإيجابية التي تكون فيها $0.17\sqrt{f'_c} \leq f_t \leq 0.50\sqrt{f'_c}$ ، يكون الحد الأدنى لمساحة التسليح المترابط متناسباً مع مقاومة N_c وفقاً لمقياس Eq. (8.6.2.3)

CODE الكود

Table 8.6.2.3—Minimum bonded deformed longitudinal reinforcement $A_{s,min}$ in two-way slabs with bonded or unbonded tendons

الجدول 8.6.2.3 - أقل مساحة تسليح محلزن طولي ، $A_{s,min}$ في البلاطات ذات الاتجاهين مع كابلات شد مترابطة أو غير مترابطة

Table 8.6.2.3—Minimum bonded deformed longitudinal reinforcement $A_{s,min}$ in two-way slabs with bonded or unbonded tendons

Region	Calculated f_c after all losses, MPa	$A_{s,min}$, mm ²	
Positive moment	$f_c \leq 0.17\sqrt{f'_c}$	Not required	(a)
	$0.17\sqrt{f'_c} < f_c \leq 0.50\sqrt{f'_c}$	$\frac{N_c}{0.5f_y}$	(b) ^{[1],[2],[4]}
Negative moment at columns	$f_c \leq 0.50\sqrt{f'_c}$	$0.00075A_{cf}$	(c) ^{[3],[4]}

[1]The value of f_y shall not exceed 420 MPa. [2] N_c is the resultant tensile force acting on the portion of the concrete cross section that is subjected to tensile stresses due to the combined effects of service loads and effective prestress. [3] A_{cf} is the greater gross cross-sectional area of the slab-beam strips of the two orthogonal equivalent frames intersecting at a column of a two-way slab. [4]For slabs with bonded tendons, it shall be permitted to reduce $A_{s,min}$ by the area of the bonded prestressed reinforcement located within the area used to determine N_c for positive moment, or within the width of slab defined in 8.7.5.3(a) for negative moment.

[1]يجب ألا تتجاوز قيمة f_y 420 MPa [2] N_c هي قوة الشد الناتجة التي تعمل على جزء من المقطع العرضي الخرساني الذي يتعرض لأجهادات الشد بسبب التأثيرات المجمعة لأحمال الخدمة والأجهادات المسبقة الفعالة [3] . A_{cf} هي أكبر مساحة إجمالية للمقطع العرضي لشرايح كمر-بلاطة للإطارين المتعامدين المكافئين متقاطعة في عمود لبلاطة ذات اتجاهين [4] . بالنسبة للبلاطات ذات كابلات شد مترابطة ، يجب أن يُخفّض من الحد الأدنى لمساحة التسليح المترابط مسبق الأجهاد الموجود ضمن المساحة المستخدمة لتحديد N_c للعرض الموجب ، أو ضمن عرض البلاطة المحددة في 8.7.5.3 (أ) للعرض السالب.

COMMENTARY التعليق

(b)) is required. The tensile force N_c is calculated at service load on the basis of an uncracked, homogeneous section. Research on unbonded post-tensioned two-way flat slab systems (Joint ACI-ASCE Committee 423 1958, 1974; ACI 423.3R; Odello and Mehta 1967) shows that bonded reinforcement in negative moment regions, proportioned on the basis of 0.075 percent of the cross-sectional area of the slabbeam strip, provides sufficient ductility and reduces crack width and spacing.

(ب)) مطلوب. يتم حساب قوة الشد N_c عند حمل الخدمة على أساس مقطع متجانس غير متجانس. البحث عن أنظمة البلاطات المسطحة أحادية الاتجاه غير المشدودة) اللجنة المشتركة 423 1958 ACI-ASCE ، 1974 ، ACI 423.3R ؛ Odello و Mehta 1967 تبين أن التسليح المترابط في مناطق العزم السلبية ، يتناسب مع نسبة 0.075٪ من منطقة عرض من قطاع slabbeam ، يوفر ليونة كافية ويقلل من عرض التشقق والتباعد. مطلوب نفس المنطقة من التسليح المترابط في بلاطة مع الكابلات المترابط أو غير منضم.

The same area of bonded reinforcement is required in slabs with either bonded or unbonded tendons. The minimum bonded reinforcement area required by Eq. (8.6.2.3(c)) is a minimum area independent of grade of reinforcement or design yield strength. To account for different adjacent tributary spans, this equation is given on the basis of the equivalent frame as defined in 8.11.2 and pictured in Fig. R8.11.2. For rectangular slab panels, this equation is conservatively based on the greater of the cross-sectional areas of the two intersecting equivalent frame slab-beam strips at the column. This ensures that the minimum percentage of reinforcement recommended by research is provided in both directions. Concentration of this reinforcement in the top of the slab directly over and immediately adjacent to the column is important. Research also shows that where low tensile stresses occur at service loads, satisfactory behavior has been achieved at factored loads without bonded reinforcement. However, the Code requires minimum bonded reinforcement regardless of service load stress levels to help ensure flexural continuity and ductility, and to limit crack widths and spacing due to overload, temperature, or shrinkage. Research on post-tensioned flat plate-to-column connections is reported in Smith and Burns (1974).

COMMENTARY

التعليق

الحد الأدنى من مساحة التسليح المحلزن المطلوبة بواسطة Eq. (8.6.2.3) (ج) هي منطقة دنيا مستقلة عن درجة قوة التسليح أو التصميم. وتحليل مختلف الأفرع المتجاورة، تُعطى هذه المعادلة على أساس الرتل المكافئ كما هو محدد في 8.11.2 والموضحة في الشكل 8.11.2. بالنسبة للبلاط المستطيلة، فإن هذه المعادلة تعتمد بشكل محافظ على أكبر مناطق المقطع العرضي لشريطين متشابهين من البلاطة الإطار المتقاطعة في العمود. وهذا يضمن أن الحد الأدنى من التسليح الموصى به من قبل الأبحاث يتم تقديمه في كلا الاتجاهين. إن تركيز هذا التسليح في السطح العلوي للبلاطة مباشرة ومجاوراً للعمود أمر مهم. تظهر الأبحاث أيضاً أنه في حالة حدوث إجهاد منخفض للشد في أحمال الخدمة، فقد تحقق سلوك مرض في الأحمال المختبرة بدون شد مسبق. ومع ذلك، يتطلب الكود الحد الأدنى من التسليح المحلزن بغض النظر عن مستويات إجهاد حمل الخدمة للمساعدة في ضمان الاستمرارية الانبساطية والليونة، والحد من عرض التشقق والتباعد بسبب زيادة الحمل أو درجة الحرارة أو الانكماش. تم الإبلاغ عن الأبحاث الخاصة بالوصلات المسطحة إلى العمودية بعد الشد في Smith and Burns (1974)، Burns and Hemakom (1977)، Hawkins (1981)، Foutch et al. (1990)، PTI TAB.1

Burns and Hemakom (1977), Hawkins (1981), PTI TAB.1, and Foutch et al. (1990). Research has shown that unbonded post-tensioned members do not inherently provide large capacity for energy dissipation under severe earthquake loadings because the member response is primarily elastic. For this reason,

وقد أظهرت الأبحاث أن العناصر غير المترابطة مسبق الشد لا يوفر
بطبيعتهم قدرة كبيرة على تبديد الطاقة في ظل الزلازل الشديدة لأن استجابة
العضو تكون في المقام الأول مرنة

unbonded post-tensioned structural members reinforced in accordance with the provisions of this section should be assumed to resist only vertical loads and to act as horizontal diaphragms between energy-dissipating elements under earthquake loadings of the magnitude defined in 18.2.1

. لهذا السبب، عناصر الهيكل مسبق الشد الغير مرتبطة المسلحة وفقاً لأحكام هذا الباب ينبغي أن يفترض أن تقاوم الأحمال الرأسية فقط والعمل أغشية كما الأفقية بين عناصر الطاقة لتشتيت تحت أحمال الزلازل من magnitude المعرفة في 18.2.1.

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

8.7—Reinforcement detailing

R8.7—Reinforcement detailing

8.7 - تفاصيل التسليح

R8.7 - تفاصيل التسليح

8.7.1 General

8.7.1.1 Concrete cover for reinforcement shall be in accordance with 20.6.1.

8.7.1 عام

8.7.1.1 يجب أن تكون التغطية الخرسانية لحديد التسليح طبقاً لـ 20.6.1.

8.7.1.2 Development lengths of deformed and prestressed reinforcement shall be in accordance with 25.4.

8.7.1.2 يجب أن تكون أطوال التثبيت للتسليح المحلزن ومسبقاً الإجهاد وفقاً لـ 25.4.

8.7.1.3 Splice lengths of deformed reinforcement shall be in accordance with 25.5.

8.7.1.3 يجب أن تكون أطوال التوصيل للتسليح المحلزن وفقاً لـ 25.5.

8.7.1.4 Bundled bars shall be detailed in accordance with 25.6.

8.7.1.4 يجب أن تكون حزمة الأسياخ مفصلة وفقاً لـ 25.6.

8.7.2 Flexural reinforcement spacing

R8.7.2 Flexural reinforcement spacing

R8.7.2 مسافة بين حديد تسليح الانحناء

8.7.2 المسافة بين حديد تسليح الانحناء

8.7.2.1 Minimum spacing s shall be in accordance with 25.2.

8.7.2.1 يجب أن يكون أقل مسافة بين الأسياخ S متوافقة مع 25.2.

8.7.2.2 For nonprestressed solid slabs, maximum spacing s of deformed longitudinal reinforcement shall be the lesser of $2h$ and 450 mm. at critical sections, and the lesser of $3h$ and 450 mm. at other sections.

8.7.2.2 بالنسبة للبلاطات المصمتة الغير مسبقة الإجهاد ، يكون الحد الأقصى للمسافة بين الأسياخ الطولية المحلزنة أقل من $2h$ و 450 mm في المقاطع الحرجة ، وأقل من $3h$ و 450 mm في مقاطع أخرى.

8.7.2.3 For prestressed slabs with uniformly distributed loads, maximum spacing s of tendons or groups of tendons in at least one direction shall be the lesser of $8h$ and 1.5 m.

8.7.2.3 بالنسبة للبلاطات مسبقة الإجهاد ذات الأحمال الموزعة بانتظام ، يكون الحد الأقصى للمسافات بين كابلات الشد او مجموعة كابلات الشد على الأقل أقل من $8h$ و 1.5 متر.

8.7.2.2 The requirement that the center-to center spacing of the reinforcement be not more than two times the slab thickness applies only to the reinforcement in solid slabs, and not to reinforcement in joists or waffle slabs. This limitation is to ensure slab action, control cracking, and provide for the possibility of loads concentrated on small areas of the slab. Refer also to R24.3

8-7-2-2 لا يقتصر الشرط بأن تكون المسافة بين المركز إلى مركز التسليح بأكثر من مرتين سماكة البلاطة تنطبق فقط على التسليح في البلاطات الصلبة ، وليس على التسليح في الاعصاب أو بلاطة waffle . هذا القيد هو التأكد من عمل البلاطة والتحكم في التشقق وتوفير إمكانية تحميل الأحمال المركزة على مساحات صغيرة من البلاطة . راجع أيضاً إلى R24.3

8.7.2.3 This section provides specific guidance concerning tendon distribution that will permit the use of banded tendon distributions in one direction. This method of tendon distribution has been shown to provide satisfactory performance by structural research (Burns and Hemakom 1977).

8-7-2-3 يقدم هذا القسم إرشادات محددة بشأن توزيع الكابلات تسمح باستخدام توزيعات الكابلات المحلزنة في اتجاه واحد . وقد تبين أن طريقة توزيع الكابلات هذه توفر أداءً مرض من خلال الأبحاث الانشائية (Burns and Hemakom 1977).

CODE الكود

8.7.2.4 Concentrated loads and openings shall be considered in determining tendon spacing.

8.7.2.4 يجب مراعاة الأحمال المركزة والفتحات عند تحديد المسافة بين كابلات الشد.

8.7.3 Corner restraint in slabs

8.7.3 تقييد الركن في البلاطات

8.7.3.1 At exterior corners of slabs supported by edge walls or where one or more edge beams have a value of αf greater than 1.0, reinforcement at top and bottom of slab shall be designed to resist M_u per unit width due to corner effects equal to the maximum positive M_u per unit width in the slab panel

8.7.3.1 عند الأركان الخارجية للبلاطات المدعومة بجدران طرفية أو عندما يكون لوحد أو أكثر من الكمرات الطرفية قيمة αf أكبر من 1.0 ، يجب أن يكون التسليح في أعلى وأسفل البلاطة مصممة لمقاومة M_u لكل وحدة عرض نظراً لتأثيرات الركنية مساوية لأقصى عزم موجب لكل وحدة عرض في البلاطة

8.7.3.1.1 Factored moment due to corner effects, M_u , shall be assumed to be about an axis perpendicular to the diagonal from the corner in the top of the slab and about an axis parallel to the diagonal from the corner in the bottom of the slab.

8.7.3.1.1 يفترض أن العزم المصعد بسبب تأثيرات الركنية ، M_u ، يكون حول محور متعامد مع القطر من الركن في أعلى البلاطة وحول محور مواز مع القطر من الركن في أسفل البلاطة.

8.7.3.1.2 Reinforcement shall be provided for a distance in each direction from the corner equal to one-fifth the longer span.

8.7.3.1.2 يجب توفير التسليح لمسافة في كل اتجاه من الركن مساوية لخمس البحر الطويل.

8.7.3.1.3 Reinforcement shall be placed parallel to the diagonal in the top of the slab and perpendicular to the diagonal in the bottom of the slab. Alternatively, reinforcement shall be placed in two layers parallel to the sides of the slab in both the top and bottom of the slab.

8.7.3.1.3 يوضع التسليح بالتوازي مع القطر في أعلى البلاطة والعمودي على القطر في أسفل البلاطة. بدلاً من ذلك، يجب وضع التسليح في طبقتين موازية لجانبي البلاطة في كل من أعلى وأسفل البلاطة

8.7.4 Flexural reinforcement in nonprestressed slabs.

8.7.4 تسليح الانحناء في البلاطات الغير مسبقة الأجهاد.

8.7.4.1 Termination of reinforcement

8.7.4.1 إنهاء التسليح

COMMENTARY التعليق

R8.7.3 Corner restraint in slabs

R8.7.3 تقييد الركن في البلاطات

R8.7.3.1 Unrestrained corners of two-way slabs tend to lift when loaded. If this lifting tendency is restrained by edge walls or beams, bending moments result in the slab. This section requires reinforcement to resist these moments and control cracking. Reinforcement provided for flexure in the primary directions may be used to satisfy this requirement. Refer to Fig. R8.7.3.1.

R8.7.3.1 تميل الأركان غير المقيدة بلاطة ذات الاتجاهين إلى الرفع عند التحميل. إذا تم تقييد حركة الرفع هذه عن طريق جدار أو كمرة، فإن عزم الانحناء تنتقل إلى البلاطة. يتطلب هذا الجزء تسليحاً لمقاومة هذه العزم والتحكم في التشقق. يمكن استخدام التسليح المقدم للثني في الاتجاهات الأساسية لتلبية هذا المطلب. الرجوع إلى الشكل R8.7.3.1.

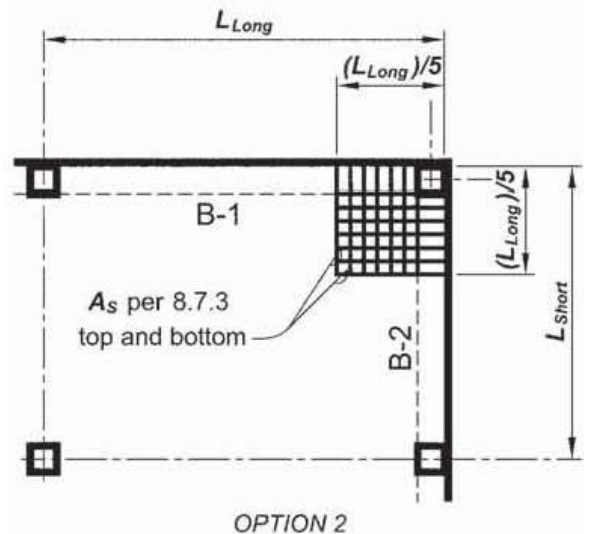
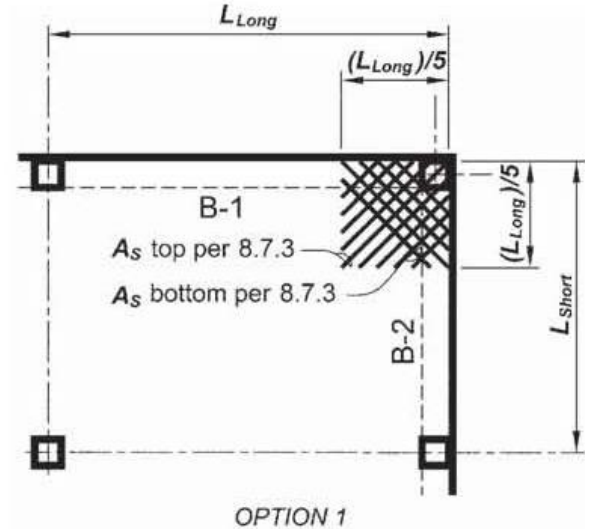


Fig. R8.7.3.1—Slab corner reinforcement.

الشكل 7 - R.3.7.3. تسليح البلاطة الركنية.

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

8.7.4.1.1 Where a slab is supported on spandrel beams, columns, or walls, anchorage of reinforcement perpendicular to a discontinuous edge shall satisfy (a) and (b):

(a) Positive moment reinforcement shall extend to the edge of slab and have embedment, straight or hooked, at least 150 mm. into spandrel beams, columns, or walls (b) Negative moment reinforcement shall be bent, hooked, or otherwise anchored into spandrel beams, columns, or walls, and shall be developed at the face of support

8.7.4.1.1 إذا كانت البلاطة مدعومة على كمرات أو أعمدة أو حواف دائرية ، فيجب أن يستوفي التثبيت للتسليح المتعامد على الحافة الغير مستمرة (أ) و (ب):

(أ) تسليح العزم الموجب يجب أن يمتد إلى حافة البلاطة ويكون له الغرز ، مستقيم أو معكوف ، على الأقل 150 mm في الكمرات الدائرية أو أعمدة أو جدران (ب) يجب أن يكون تسليح العزم السالب للتثبيت منتهي أو معكوف أو بأي شكل من الأشكال إلى الكمرات الدائرية، الأعمدة، أو الجدران، ويجب تثبيتها عند وجه الركيزة

8.7.4.1.2 Where a slab is not supported by a spandrel beam or wall at a discontinuous edge, or where a slab cantilevers beyond the support, anchorage of reinforcement shall be permitted within the slab.

8.7.4.1.2 إذا كانت البلاطة غير مدعومة بكمرة دائرية أو جدار على حافة غير مستمرة ، أو عندما تكون البلاطات الكابولية خارج الركيزة ، فيجب أن يتم السماح بوصل التسليح داخل البلاطة.

8.7.4.1.3 For slabs without beams, reinforcement extensions shall be in accordance with (a) through (c):

(a) Reinforcement lengths shall be at least in accordance with Fig. 8.7.4.1.3a, and if slabs act as primary members resisting lateral loads, reinforcement lengths shall be at least those required by analysis. (b) If adjacent spans are unequal, extensions of negative moment reinforcement beyond the face of support in accordance with Fig. 8.7.4.1.3a shall be based on the longer span. (c) Bent bars shall be permitted only where the depth-to-span ratio permits use of bends of 45 degrees or less.

8.7.4.1.3 بالنسبة للبلاطات بدون كمرات، يجب أن تكون تمديدات التسليح وفقاً لـ (أ) إلى (ج):

(أ) يجب أن تكون أطوال التسليح على الأقل طبقاً للشكل 8.7.4.1.3a ، وإذا كانت البلاطات بمثابة عناصر أولية تقاوم الأحمال الجانبية ، يجب أن تكون أطوال التسليح على الأقل تلك المطلوبة بالتحليل. (ب) إذا كانت البحور المتجاورة غير متساوية، يجب أن تستند تمديدات تسليح العزم السالب إلى ما وراء وجه الركيزة وفقاً للشكل 8.7.4.1.3a على البحر الطويل. (ج) لا يسمح بالأسياخ المنثنية إلا عندما تسمح نسبة العمق إلى البحر باستخدام الانحناءات التي تبلغ 45 درجة أو أقل.

R8.7.4.1.1 and R8.7.4.1.2 Bending moments in slabs at spandrel beams may vary significantly. If spandrel beams are built solidly into walls, the slab approaches complete fixity. Without an integral wall, the slab could approach being simply supported, depending on the torsional rigidity of the spandrel beam or slab edge. These requirements provide for unknown conditions that might normally occur in a structure.

8.7.4.1.1 و 8.7.4.1.2 قد تختلف عزم الانحناء في البلاطة في كمره التبادل بشكل كبير. إذا تم بناء الكمرة المتشابكة بقوة في الجدران، تقترب الطبقة من التثبيت الكامل بدون حائط انشائي، يمكن أن تقترب البلاطة من كونها مدعومة ببساطة، اعتماداً على جساءة الالتوائية لكمرة أو حافة البلاطة. هذه المتطلبات توفر ظروف غير معروفة قد تحدث عادة في المنشأ.

R8.7.4.1.3 The minimum lengths and extensions of reinforcement shown in Fig. 8.7.4.1.3a were developed for slabs of normal proportions supporting gravity loads. These minimum lengths and extensions may not be sufficient for thick two-way slabs such as transfer slabs, podium slabs, and mat foundations. As illustrated in Fig. R8.7.4.1.3b, punching shear cracks, which can develop at angles as low as about 20 degrees, may not be intercepted by the tension reinforcement, substantially reducing punching shear strength.

8-7-4-1-3 تم تطوير الحد الأدنى من أطوال وتمديدات التسليح الموضحة في الشكل 8.7.4.1.3a لبلاطة ذات نسب عادية تدعم أحمال الجاذبية. قد لا يكون هذا الحد الأدنى من الأطوال والإضافات كافياً لبلاطة ذات الاتجاهين السميكة مثل بلاطة النقل و بلاطة podium والأساسات. كما هو موضح في الشكل رقم R8.7.4.1.3b ، فإن شقوق القص المثقبة ، والتي يمكن أن تتطور بزاوية منخفضة تصل إلى حوالي 20 درجة ، قد لا يتم اعتراضها من خلال تسليح الشد ، مما يقلل بشكل كبير من مقاومه القص للخرق

Providing continuous reinforcement or extending the minimum lengths in Fig. 8.7.4.1.3a should be considered for slabs with ℓ_n/h ratios less than about 15. Also, for moments resulting from combined lateral and gravity loadings, the minimum lengths and extensions of bars in Fig. 8.7.4.1.3a may not be sufficient.

ينبغي النظر في توفير التسليح المستمر أو تمديد الحد الأدنى من الأطوال في الشكل 8.7.4.1.3a لبلاطة ذات النسب ℓ_n / h أقل من حوالي 15. وبالنسبة لعزم الناتجة عن الحملات الجانبية والجاذبية المشتركة، فإن الحد الأدنى من الأطوال وتمديد القضبان في الشكل 8.7.4.1.3a قد لا تكون كافية

Bent bars are seldom used and are difficult to place properly. Bent bars, however, are permitted provided they comply with 8.7.4.1.3(c). Further guidance on the use of bent bar systems can be found in 13.4.8 of the 1983 Code.

.. نادراً ما تستخدم قضبان منثنية ويصعب وضعها بشكل صحيح. ومع ذلك، يُسمح بقضبان المقبضات شريطة أن تكون متوافقة مع الفقرة 8.7.4.1.3 (c). يمكن العثور على مزيد من الإرشادات حول استخدام أنظمة سيخ الانثناء.

CODE

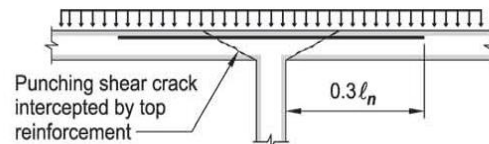
COMMENTARY

STRIP	LOCATION	MINIMUM - A_s AT SECTION	WITHOUT DROP PANELS	WITH DROP PANELS
COLUMN STRIP	TOP	50% REMAINDER		
	BOTTOM	100%		
MIDDLE STRIP	TOP	100%		
	BOTTOM	50% REMAINDER		

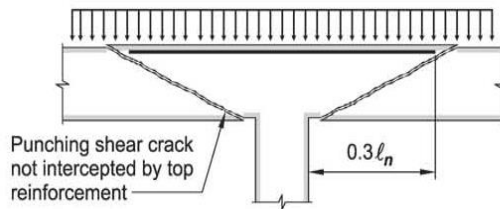
8

Fig. 8.7.4.1.3a—Minimum extensions for deformed reinforcement in two-way slabs without beams.

الشكل 8.7.4.1.3 a - أقل تمديدات للتسليح المحلزن في بلاطات ثنائية الاتجاه بدون كمرات.



(a) Slab of normal proportions



(b) Thick slab

Fig. R8.7.4.1.3b—Punching shear cracks in slabs with reinforcement extensions consistent with Fig. 8.7.4.1.3a

. الشكل - R7.7.4.1.3b. شقوق اختراق القص في بلاطات ذات امتدادات للتسليح متناسبة مع الشكل 8.7.4.1.3 a.

CODE الكود

8.7.4.2 Structural integrity

8.7.4.2 الاكتمال الانشائي

8.7.4.2.1 All bottom deformed bars or deformed wires within the column strip, in each direction, shall be continuous or spliced with full mechanical, full welded, or Class B tension splices. Splices shall be located in accordance with Fig. 8.7.4.1.3a.

8.7.4.2.1 يجب أن تكون جميع الأسياخ المحلزنة السفلية أو الأسلاك المحلزنة داخل شريحة العمود ، في كل اتجاه ، متصلة أو موصولة بوصلات شد كاملة ميكانيكية أو ملحومة بالكامل أو من صنف B . يجب تحديد موقع التوصيلات طبقاً للشكل 8.7.4.1.3a

8.7.4.2.2 At least two of the column strip bottom bars or wires in each direction shall pass within the region bounded by the longitudinal reinforcement of the column and shall be anchored at exterior supports.

8.7.4.2.2 يجب أن يمر ما لا يقل عن اثنين من الأسياخ السفلية لشريحة العمود أو الأسلاك في كل اتجاه داخل المنطقة المحاطة بالتسليح الطولي للعمود ، ويجب أن تكون مثبتة في الركائز الخارجية.

8.7.4.2.3 In slabs with shearheads where it is not practical to pass the bottom bars through the column in accordance with 8.7.4.2.2, at least two bottom bars or wires in each direction shall pass through the shearhead as close to the column as practicable and be continuous or spliced with full mechanical, full welded, or Class B tension splices. At exterior columns, the bars or wires shall be anchored at the shearhead.

8.7.4.2.3 في البلاطات ذات shearheads حيث يكون من غير العملي تمرير الأسياخ السفلية عبر العمود طبقاً للفقرة 8.7.4.2.2 ، يجب أن يمر ما لا يقل عن سيخين سفلية أو أسلاك في كل اتجاه من خلال shearhead على قرب من عمود كتطابق ومستمر أو متشابكاً مع وصلات شد ميكانيكية كاملة أو ملحومة بالكامل أو من الفئة B . في الأعمدة الخارجية ، يجب أن تثبت الأسياخ أو الأسلاك في shearhead .

8.7.5 Flexural reinforcement in prestressed slabs

8.7.5 تسليح الانحناء في البلاطات مسبقة الاجهاد

8.7.5.1 External tendons shall be attached to the slab in a manner that maintains the specified eccentricity between the tendons and the concrete centroid through the full range of anticipated member deflections.

8.7.5.1 تعلق كابلات الشد الخارجية بالبلاطة بطريقة تحافظ على اللامركزية المحدد بين كابلات الشد وخط المركز الخرساني من خلال البحر الكامل للتشوهات المتوقعة للعنصر.

COMMENTARY التعليق

R8.7.4.2 Structural integrity

R8.7.4.2 الاكتمال الانشائي

R8.7.4.2.1 and R8.7.4.2.2 The continuous column strip bottom reinforcement provides the slab some residual ability to span to the adjacent supports should a single support be damaged. The two continuous column strip bottom bars or wires through the column may be termed "integrity reinforcement," and are provided to give the slab some residual strength following a single punching shear failure at a single support (Mitchell and Cook 1984). Joint ACI-ASCE Committee 352 (ACI 352.1R) provides further guidance on the design of integrity reinforcement in slab-column connections. Similar provisions for slabs with unbonded tendons are provided in 8.7.5.6.

R8.7.4.2.1 و R8.7.4.2.2 يوفر تسليح قاع شريحة عمود المستمر للوحل بعض القدرة المتبقية على البحر إلى الركائز المجاورة في حالة تلف ركيزة واحدة و قد يطلق على قضبي شريحة العمود المتواصل أو الأسلاك خلال العمود اسم " تسليح التكامل" ، ويتم توفيرها لإعطاء بلاطة بعض القوة المتبقية بعد فشل اختراق القص الوحيد عند ركيزة واحد (Mitchell and Cooki 1984). تقدم اللجنة ACI-ASCE المشتركة (ACI 352.1R) مزيداً من الإرشادات حول تصميم تسليح الاكتمال النشائي في وصلات عمود - البلاطة . يتم توفير أحكام مماثلة للبلاطات مع الكابلات غير المربوطة في 8.7.5.6.

R8.7.4.2.3 This provision requires the same integrity reinforcement as for other two-way slabs without beams in case of a punching shear failure at a support. In some instances, there is sufficient clearance so that the bonded bottom bars can pass under shearheads and through the column. Where clearance under the shearhead is inadequate, the bottom bars should pass through holes in the shearhead arms or within the perimeter of the lifting collar. Shearheads should be kept as low as possible in the slab to increase their effectiveness.

8.7.4.2.3 j يتطلب هذا الشرط تسليح تكاملية مماثلة لبلاطة ذات الاتجاهين بدون الكمرة في حالة فشل اختراق القص عند الركيزة .في بعض الحالات، هناك مسافة كافية بحيث يمكن أن تمر القضبان السفلية المستعبدة تحت shearheads وعبر العمود .عندما تكون مسافة تحت shearhead غير كافية، يجب أن تمر القضبان السفلية من خلال ثقب في أذرع shearhead أو داخل محيط طوق الرفع .ينبغي أن تظل shearhead منخفضة قدر الإمكان في البلاطة لزيادة فعاليتها.

R8.7.5 Flexural reinforcement in prestressed slabs

R8.7.5 تسليح الانحناء في البلاطات مسبقة الاجهاد

CODE الكود

8.7.5.2 If bonded deformed longitudinal reinforcement is required to satisfy flexural strength or for tensile stress conditions in accordance with Eq. (8.6.2.3(b)), the detailing requirements of 7.7.3 shall be satisfied.

8.7.5.2 إذا كان التسليح الطولي المحلزن المترابط مطلوبة لإستفاء مقاومة الانحناء أو لحالات إجهاد الشد وفقاً للمعادلة (8.6.2.3 (ب))، يجب استيفاء المتطلبات التفصيلية 7.7.3.

8.7.5.3 Bonded longitudinal reinforcement required by Eq. (8.6.2.3(c)) shall be placed in the top of the slab, and shall be in accordance with (a) through (c): (a) Reinforcement shall be distributed between lines that are $1.5h$ outside opposite faces of the column support. (b) At least four deformed bars, deformed wires, or bonded strands shall be provided in each direction. (c) Maximum spacing s between bonded longitudinal reinforcement shall not exceed 300 mm.

8.7.5.3 التسليح الطولي المترابط الذي تتطلبه المعادلة (8.6.2.3 (ج)) توضع في الجزء العلوي من البلاطة، ويجب أن تكون وفقاً من (أ) إلى (ج): (أ) يجب أن يوزع التسليح بين الخطوط التي هي $1.5h$ خارج الوجوه المقابلة لدعم العمود. (ب) يتم توفير أربعة أسياخ محلزنة على الأقل، أو أسلاك محلزنة، أو كابلات رابطة في كل اتجاه. (ج) يجب ألا يتجاوز الحد الأقصى للمسافة بين التسليح الطولي المترابط 300 mm.

8.7.5.4 Termination of prestressed reinforcement

8.7.5.4 إنهاء تسليح مسبقة الاجهاد

8.7.5.4.1 Post-tensioned anchorage zones shall be designed and detailed in accordance with 25.9.

8.7.5.4.1 يتم تصميم وتفصيل مناطق تثبيت الشد اللاحق وفقاً لـ 25.9.

8.7.5.4.2 Post-tensioning anchorages and couplers shall be designed and detailed in accordance with 25.8.

8.7.5.4.2 يجب تصميم مثبتات ومزدوجات لاحقة الشد وتفصيلها وفقاً لـ 25.8.

8.7.5.5 Termination of deformed reinforcement in slabs with unbonded tendons

8.7.5.5 إنهاء التسليح المحلزن في بلاطات ذات كابلات شد غير مترابطة.

COMMENTARY التعليق

R8.7.5.2 Bonded reinforcement should be adequately anchored to develop the required strength to resist factored loads. The requirements of 7.7.3 are intended to provide adequate anchorage for tensile or compressive forces developed in bonded reinforcement by flexure under factored loads in accordance with 22.3.2, or by tensile stresses at service load in accordance with Eq. (8.6.2.3(b)).

R8.7.5.2 ينبغي أن يرتكز التسليح المرتبط على نحو كاف القوة المطلوبة لمقاومة الأحمال المصعدة. وتهدف متطلبات 7.7.3 إلى توفير سند مناسب لقوى الشد أو الانضغاطية التي تم في تسليح محلزن مترابط من خلال الثني تحت الحمولات المأخوذة وفقاً للمعيار 22.3.2، أو بواسطة إجهاد الشد عند حمل الخدمة وفقاً لمعادل القوة (8.6.2.3 (ب)).

R8.7.5.5 Termination of deformed reinforcement in slabs with unbonded tendons

8-7-5-5 إنهاء التسليح المحلزن في بلاطات بكابلات شد غير مترابطة

CODE الكود

8.7.5.5.1 Length of deformed reinforcement required by 8.6.2.3 shall be in accordance with (a) and (b): (a) In positive moment areas, length of reinforcement shall be at least $\ell_n/3$ and be centered in those areas (b) In negative moment areas, reinforcement shall extend at least $\ell_n/6$ on each side of the face of support

8.7.5.5.1 يجب أن يكون طول التسليح المحلزن الذي تتطلبه الفقرة 8.6.2.3 طبقاً لكل من (أ) و (ب): (أ) في مناطق العزوم الموجبة ، يجب أن يكون طول التسليح على الأقل $\ell_n / 3$ وأن يتمركز في تلك المناطق (ب) في العزوم السالبة ، يجب أن يمتد التسليح على الأقل $\ell_n/6$ على كل جانب من جوانب الركيزة.

8.7.5.6 Structural integrity

8.7.5.6 الاكتمال الإنشائي

8.7.5.6.1 Except as permitted in 8.7.5.6.3, at least two tendons with 12.7 mm. diameter or larger strand shall be placed in each direction at columns in accordance with (a) or (b): (a) Tendons shall pass through the region bounded by the longitudinal reinforcement of the column. (b) Tendons shall be anchored within the region bounded by the longitudinal reinforcement of the column, and the anchorage shall be located beyond the column centroid and away from the anchored span.

8-7-5-6-1 باستثناء ما هو مسموح به في 8.7.5.6.3 ، يوضع على الأقل اثنان من كابلات الشد ذات قطر 12.7 mm أو كابلا أكبر في كل اتجاه في الأعمدة وفقاً لكل من (أ) أو (ب): (أ) يجب أن تمر كابلات الشد عبر المنطقة المحصورة بالتسليح الطولي للعمود. (ب) تثبت كابلات الشد في المنطقة التي يحدها التسليح الطولي للعمود، ويقع موقع التثبيت خلف مركز العمود، ويبعداً عن البحر المثبت.

8.7.5.6.2 Outside of the column and shear cap faces, the two structural integrity tendons required by 8.7.5.6.1 shall pass under any orthogonal tendons in adjacent spans.

8.7.5.6.2 خارج الأعمدة وأوجه تاج القص ، يجب أن كابلات الشد للاكتمال الإنشائي المطلوبة بـ 8.7.5.6.1 تحت أي كابلات شد متعامدة في البحور المجاورة.

COMMENTARY التعليق

R8.7.5.5.1 The minimum lengths apply for bonded reinforcement required by 8.6.2.3, but not required for flexural strength in accordance with 22.3.2. Research (Odello and Mehta 1967) on continuous spans shows that these minimum lengths provide adequate behavior under service load and factored load conditions

8.7.5.5.1 تطبيق الحد الأدنى من الأطوال على التسليح المحلزن الذي تتطلبها 8.6.2.3 ، ولكنها غير مطلوبة لمقاومة الانحناء وفقاً لما هو 22.3.2. يوضح البحث (Odello و Mehta 1967) على البحور المستمرة أن هذه الأطوال الدنيا توفر سلوكاً مناسباً تحت حمل الخدمة وظروف التحميل المختبرة

R8.7.5.6 Structural integrity

R8.7.5.6 الاكتمال الإنشائي

R8.7.5.6.1 Prestressing tendons that pass through the slab-column joint at any location over the depth of the slab suspend the slab following a punching shear failure, provided the tendons are continuous through or anchored within the region bounded by the longitudinal reinforcement of the column and are prevented from bursting through the top surface of the slab (ACI 352.1R).

8.7.5.6.1 الكابلات المسبقة الإجهاد التي تمر عبر مفصل عمود - البلاطة في أي مكان على عمق البلاطة تعلق البلاطة بعد فشل اختراق القص ، بشرط أن تكون الكابلات مستمرة عبره أو ترتكز داخل المنطقة المحاطة بالركيزة الطولي للعمود ويتم منع الانفجار من السطح العلوي للبلاطة (ACI 352.1R).

R8.7.5.6.2 Between column or shear cap faces, structural integrity tendons should pass below the orthogonal tendons from adjacent spans so that vertical movements of the integrity tendons are restrained by the orthogonal tendons. Where tendons are distributed in one direction and banded in the orthogonal direction, this requirement can be satisfied by first placing the integrity tendons for the distributed tendon direction and then placing the banded tendons. Where tendons are distributed in both directions, weaving of tendons is necessary and use of 8.7.5.6.3 may be an easier approach.

8.7.5.6.2 بين الأعمدة أو وجه تاج القص ، يجب أن تمر الكابلات التكاملية الإنشائي تحت الكابلات المتعامدة من البحور المجاورة بحيث يتم تقييد الحركة العمودية لكابلات الاكتمال الإنشائي بواسطة الكابلات المتعامدة . في الحالات التي يتم فيها توزيع الكابلات في اتجاه واحد ونسجها في الاتجاه المتعامد، يمكن استيفاء هذا الشرط من خلال وضع كابلات التكامل الإنشائي في اتجاه الكابلات الموزع ثم وضع الكابلات. وحيث يتم توزيع الكابلات في كلا الاتجاهين، يكون نسج الكابلات ضرورياً وقد يكون استخدام 8.7.5.6.3 طريقة أسهل

CODE الكود

8.7.5.6.3 Slabs with tendons not satisfying 8.7.5.6.1 shall be permitted if bonded bottom deformed reinforcement is provided in each direction in accordance with 8.7.5.6.3.1 through 8.7.5.6.3.3.

8.7.5.6.3 يجب السماح للبلاطات ذات كابلات شد الغير مستوفيه للفقرة 8.7.5.6.1 إذا تم توفير التسليح المحلزن في كل اتجاه بما يتوافق مع 8.7.5.6.3.3 من خلال 8.7.5.6.3.1.

8.7.5.6.3.1 Minimum bottom deformed reinforcement As in each direction shall be the greater of (a) and (b):

8.7.5.6.3.1 أقل تسليح محلزن سفلي في كل اتجاه يجب أن يكون أكبر من (أ) و (ب):

$$(a) A_s = \frac{0.37\sqrt{f'_c}b_w d}{f_y} \quad (8.7.5.6.3.1a)$$

$$(b) A_s = \frac{2.1b_w d}{f_y} \quad (8.7.5.6.3.1b)$$

where b_w is the width of the column face through which the reinforcement passes.

حيث b_w هو عرض وجه العمود الذي يمر من خلاله التسليح.

8.7.5.6.3.2 Bottom deformed reinforcement calculated in 8.7.5.6.3.1 shall pass within the region bounded by the longitudinal reinforcement of the column and shall be anchored at exterior supports.

8.7.5.6.3.2 يجب أن يمر التسليح المحلزن السفلي المحسوب في 8.7.5.6.3.1 داخل المنطقة المحصورة بالتسليح الطولي للعمود ويجب أن تكون مثبتة في الركائز الخارجية.

8.7.5.6.3.3 Bottom deformed reinforcement shall be anchored to develop f_y beyond the column or shear cap face.

8.7.5.6.3.3 يجب تثبيت التسليح المحلزن السفلي لتطويع f_y خلف العمود أو وجه تاج القص.

COMMENTARY التعليق

R8.7.5.6.3 In some prestressed slabs, tendon layout constraints make it difficult to provide the structural integrity tendons required by 8.7.5.6.1. In such situations, the structural integrity tendons can be replaced by deformed bar bottom reinforcement (ACI 352.1R).

R8.7.5.6.3 في بعض البلاطات سابقة الإجهاد ، تجعل قيود تخطيط الكابلات من الصعب توفير الكابلات التكاملية الانشائي المطلوبة في 8.7.5.6.1. في مثل هذه الحالات، يمكن استبدال الكابلات التكاملية الانشائي عن طريق تسليح قضيب القاع المحلزن. (ACI 352.1R)

CODE الكود

8.7.6 Shear reinforcement – stirrups

8.7.6 تسليح القص - الكانات

8.7.6.1 Single-leg, simple-U, multiple-U, and closed stirrups shall be permitted as shear reinforcement.

8.7.6.1 يجب أن يسمح بتسليح القص في ساق واحدة ، وبسيطة U ، متعددة U ، وكانات مغلقة.

8.7.6.2 Stirrup anchorage and geometry shall be in accordance with 25.7.1.

8.7.6.2 يجب أن يكون التثبيت والخصائص الهندسية للكانات طبقاً لـ 25.7.1.

8.7.6.3 If stirrups are provided, location and spacing shall be in accordance with Table 8.7.6.3.

8.7.6.3 في حالة توفير كانات ، يجب أن يكون الموقع والتباعد طبقاً للجدول 8.7.6.3.

Table 8.7.6.3—First stirrup location and spacing limits

الجدول 8.7.6.3 – حدود مسافة وموقع الكانة الأولى.

Direction of measurement	Description of measurement	Maximum distance or spacing, mm
Perpendicular to column face	Distance from column face to first stirrup	$d/2$
	Spacing between stirrups	$d/2$
Parallel to column face	Spacing between vertical legs of stirrups	$2d$

COMMENTARY التعليق

R8.7.6 Shear reinforcement – stirrups—Research (Hawkins 1974; Broms 1990; Yamada et al. 1991; Hawkins et al. 1975; ACI 421.1R) has shown that shear reinforcement consisting of properly anchored bars or wires and single- or multiple-leg stirrups, or closed stirrups, can increase the punching shear resistance of slabs. The spacing limits given in 8.7.6.3 correspond to slab shear reinforcement details that have been shown to be effective. Section 25.7.1 gives anchorage requirements for stirrup-type shear reinforcement that should also be applied for bars or wires used as slab shear reinforcement. It is essential that this shear reinforcement engage longitudinal reinforcement at both the top and bottom of the slab, as shown for typical details in Fig. R8.7.6(a) to (c).

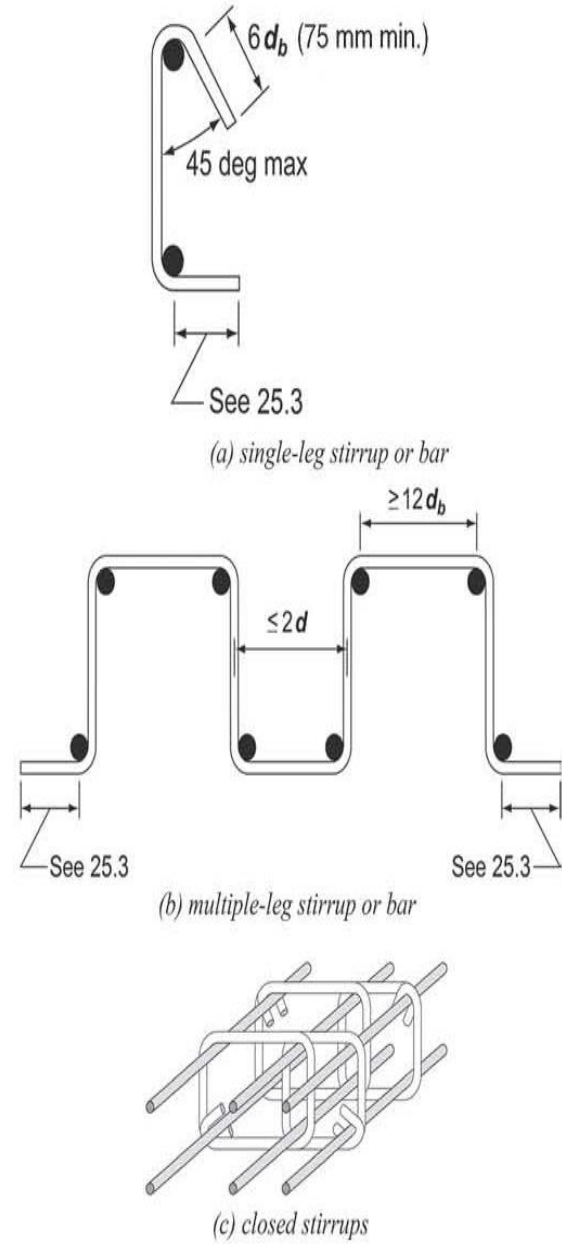
R8.7.6 تسليح القص - الكانات - بحث (Hawkins 1974 ؛ Broms 1990 ؛ Yamada وآخرون 1991 ؛ Hawkins وآخرون 1975 ؛ ACI 421.1R) أظهر أن تسليح القص تتكون من قضبان أو أسلاك مثبتة بشكل صحيح وحيدة أو متعددة يمكن أن يزيد كانات ذات ساق ، أو الكانات المغلق ، من مقاومة القص للبلاطات. حدود المسافة الواردة في 8.7.6.3 تتطابق مع تفاصيل تسليح قص البلاطات التي ثبت أنها فعالة. يعطي القسم 25.7.1 متطلبات الربط من أجل تسليح القص على شكل الكانات التي يجب تطبيقها أيضاً على قضبان أو أسلاك تستخدم كمقاومة لقص البلاطات. من الضروري أن تساهم تسليح القص هذه في التسليح الطولي عند كل من أعلى وأسفل البلاطة ، كما هو موضح في التفاصيل النموذجية في الشكل R8.7.6 (a) إلى (c).

Anchorage of shear reinforcement according to the requirements of 25.7.1 is difficult in slabs thinner than 250 mm. Shear reinforcement consisting of vertical bars mechanically anchored at each end by a plate or head capable of developing the yield strength of the bars has been used successfully (ACI 421.1R). In a slab-column connection for which moment transfer is negligible, the shear reinforcement should be symmetrical about the centroid of the critical section (Fig. R8.7.6d). Spacing limits defined in 8.7.6.3 are also shown in Fig. R8.7.6d and e. At edge columns or for interior connections where moment transfer is significant, closed stirrups are recommended in a pattern as symmetrical as possible. Although the average shear stresses on faces AD and BC of the exterior column in Fig. R8.7.6(e) are lower than on face AB, the closed stirrups extending from faces AD and BC provide some torsional strength along the edge of the slab.

تثبيت تسليح القص وفقاً لمتطلبات 25.7.1 صعباً في البلاطات الأقل من 250 mm. تم تسليح القص الذي يتكون من قضبان عمودية مثبتة ميكانيكياً في كل طرف بواسطة البلاطة أو رأس قادرة على تطوير قوة محصلة التسليح بنجاح (ACI 421.1R) في وصلة عمود - البلاطة التي يكون نقل العزم فيها لا يكاد يذكر، يجب أن يكون تسليح القص متماثلاً حول النقطة الوسطى للجزء (الحرج) الشكل (R8.7.6d). حدود المسافة المحددة في 8.7.6.3 مبيّنة في الشكل R8.7.6d و e. في أعمدة الاطراف أو للوصلات الداخلية حيث يكون النقل عزم كبيرة، يوصى بسياج مغلق في نمط متماثل قدر الإمكان. على الرغم من أن متوسط إجهاد القص على الوجوه AD و BC للعمود الخارجي في الشكل (e) R8.7.6 أقل من الوجه AB ، فإن الكانات المغلقة الممتدة من الوجوه AD و BC توفر بعض القوة الالتوائية على طول حافة البلاطة.

CODE

COMMENTARY



8

Fig. R8.7.6(a)-(c)—Single- or multiple-leg stirrup-type slab shear Reinforcement

الشكل - (c) - (a) - R8.7.6 تسليح القص للبلطات من نوع الكانات ذات ساق واحدة أو متعددة.

CODE

COMMENTARY

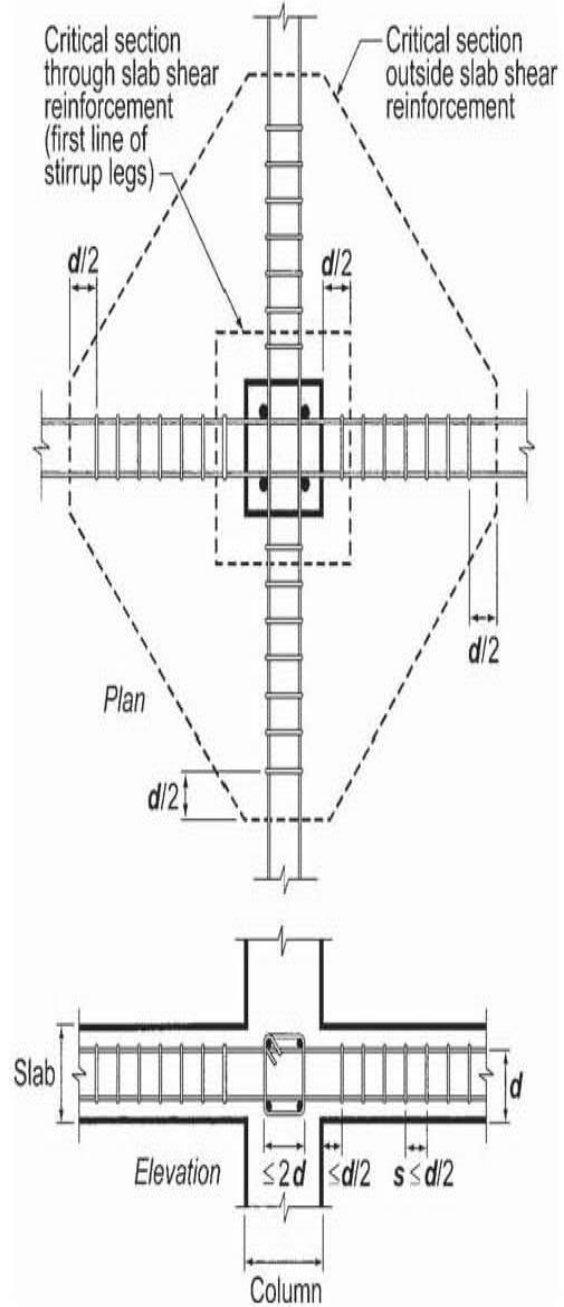


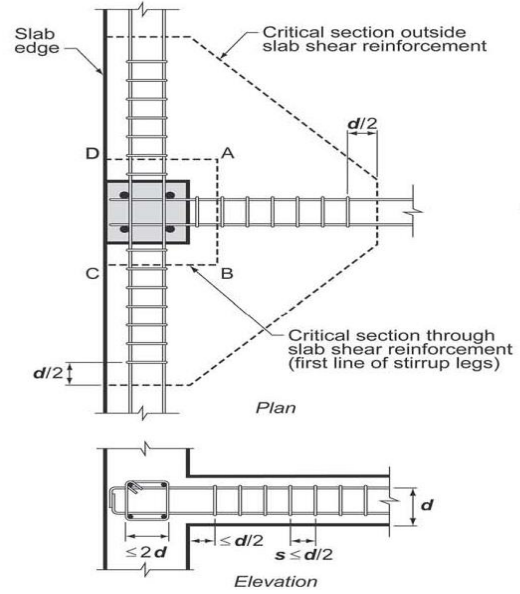
Fig.R8.7.6d—Arrangement of stirrup shear reinforcement, interior column.

Fig.R8.7.6d - ترتيب الكانات لتسليح القص، العمود الداخلي.

CODE الكود

COMMENTARY

التعليق



8

Fig. R8.7.6e—Arrangement of stirrup shear reinforcement, edge column.

شكل 8 - R.6.7e ترتيب تسليح الكانات للقص ، عمود طرفي.

8.7.7 Shear reinforcement – headed studs

8.7.7 تسليح القص – مسامير ذات رأس

8.7.7.1 Headed shear stud reinforcement shall be permitted if placed perpendicular to the plane of the slab.

8.7.7.1 يسمح بالتسليح المزود بمسامير القص إذا كان موضعاً عمودياً على مستوى البلاطة.

8.7.7.1.1 The overall height of the shear stud assembly shall be at least the thickness of the slab minus the sum of (a) through (c): (a) Concrete cover on the top flexural reinforcement (b) Concrete cover on the base rail (c) One-half the bar diameter of the flexural tension reinforcement

8.7.7.1.1 يجب أن يكون الارتفاع الكلي لمجمع مسمار القص على الأقل من سماكة البلاطة مطروحاً منها مجموع (a) إلى (c): (a) الغطاء الخرساني على الجزء العلوي من تسليح الانحناء (b) الغطاء الخرساني على قضيب أساسي (ج) نصف القطر السيخ لتسليح الشد المنحني.

R8.7.7 Shear reinforcement – headed studs—Using headed stud assemblies as shear reinforcement in slabs requires specifying the stud shank diameter, the spacing of the studs, and the height of the assemblies for the particular applications. Tests (ACI 421.1R)

R8.7.7 تسليح القص – مسامير ذات رأس - يستخدم مسامير ذات رأس كتسليح للقص في البلاطات يتطلب تحديد قطر ساق المسمار ، والمسافات بين المسمار ، وارتفاع التجميعات الخاصة بالتطبيقات المعنية. توضح الاختبارات show that vertical studs mechanically anchored as close as possible to the top and bottom of slabs are effective in resisting punching shear.

(ACI 421.1R) أن المسمار الرأسية المربوطة ميكانيكياً قدر الإمكان من أعلى وأسفل البلاطات تكون فعالة في مقاومة اختراق القص.

The bounds of the overall specified height achieve this objective while providing a reasonable tolerance in specifying that height, as shown in Fig. R20.6.1.3.5. Compared with a leg of a stirrup having bends at the ends, a stud head exhibits smaller slip and, thus, results in smaller shear crack widths. The improved performance results in increased limits for shear strength and spacing between peripheral lines of headed shear stud reinforcement. Typical arrangements of headed shear stud reinforcement are shown in Fig. R8.7.7. The critical section beyond the shear reinforcement generally has a polygonal shape. Equations for calculating shear stresses on such sections are given in ACI 421.1R.

حدود هذا الارتفاع المحدد الكلي تحقق هذا الهدف مع توفير قدر معقول من التسامح في تحديد هذا الارتفاع، كما هو موضح في الشكل R20.6.1.3.5. بالمقارنة مع ساق من الكانات الذي ينحني في النهايات، فإن رأس المسمار يظهر زلة أصغر، وبالتالي، ينتج عنه عرض شق أصغر. يؤدي الأداء المحسن إلى زيادة الحدود لمقاومة القص و المسافة بين الخطوط الطرفية من تسليح مسامير رأس القص. وترد الترتيبات النموذجية من تسليح مسمار مقاومة القص في الشكل R7.7.7. يحتوي القسم الحرج وراء تسليح القص بشكل عام على شكل متعدد الأضلاع. المعادلات لحساب اجهاد القص على هذه

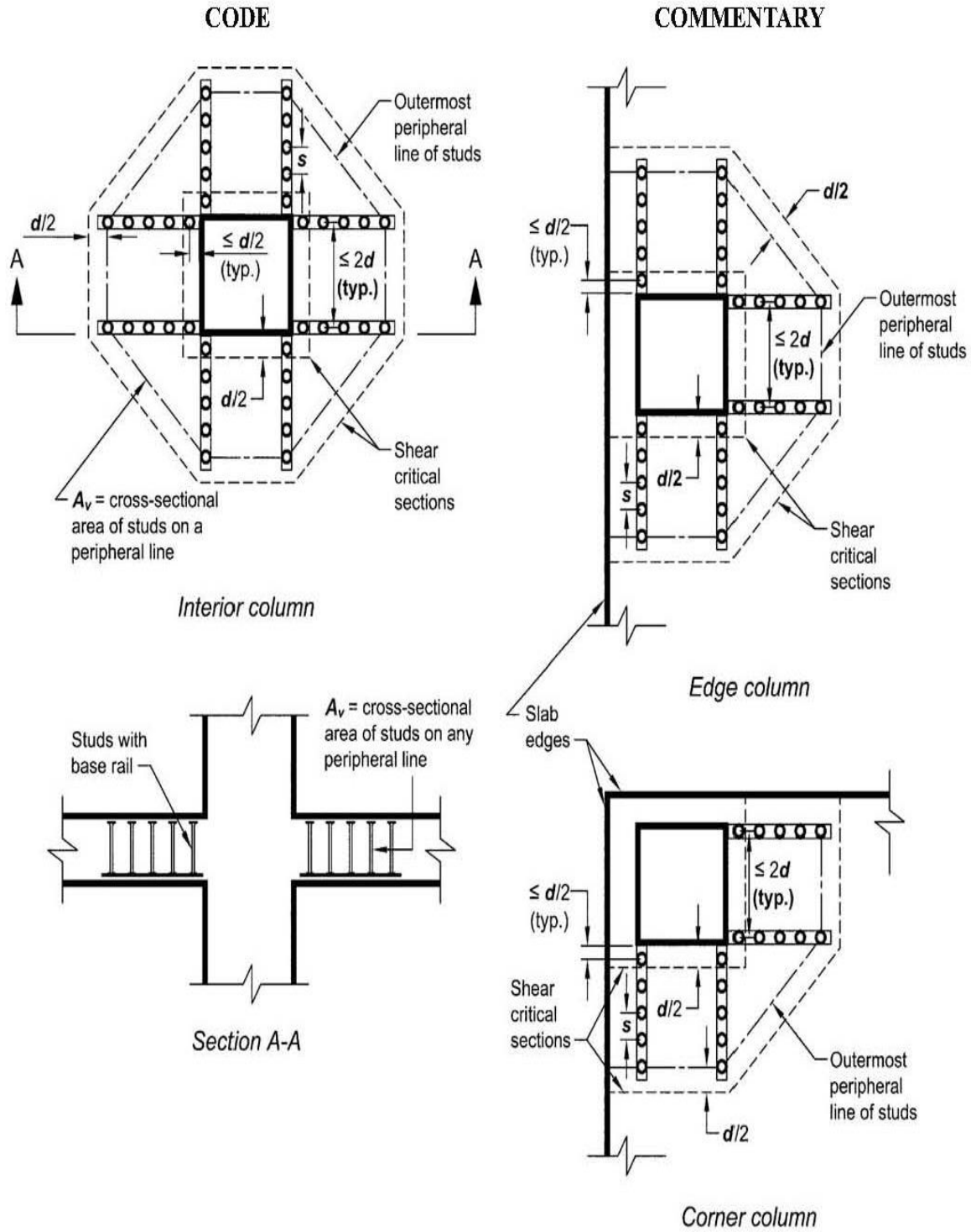


Fig. R8.7.7—Typical arrangements of headed shear stud reinforcement and critical sections.

شكل - R8.7.7 ترتيبات نموذجية من التسليح المزود بمسامير القص والمقاطع الحرجة.

CODE الكود	COMMENTARY التعليق
<p>8.7.7.1.2 Headed shear stud reinforcement location and spacing shall be in accordance with Table 8.7.7.1.2.</p> <p>8.7.7.1.2 يجب أن يكون موقع ومسافة التسليح المزود بمسامير القص وفقاً للجدول 8.7.7.1.2.</p> <p>Table 8.7.7.1.2—Shear stud location and spacing limits</p> <p>الجدول 8.7.7.1.2 – حدود موقع ومسافة مسامير القص</p>	<p>R8.7.7.1.2 The specified spacings between peripheral lines of shear reinforcement are justified by experiments (ACI 421.1R). The clear spacing between the heads of the studs should be adequate to permit placing of the flexural reinforcement.</p> <p>R8.7.7.1.2 يتم تحديد المسافة بين الخطوط الطرفية لتسليح القص بالتجارب (ACI 421.1R). يجب أن تكون المسافة الواضحة بين رؤوس المسامير كافية للسماح بوضع التسليح الانحناء.</p>

Table 8.7.7.1.2—Shear stud location and spacing limits

Direction of measurement	Description of measurement	Condition		Maximum distance or spacing, mm
Perpendicular to column face	Distance from column face to first peripheral line of shear studs	All		$d/2$
	Constant spacing between peripheral lines of shear studs	Nonpre-stressed slab with	$v_u \leq \phi 0.5\sqrt{f'_c}$	$3d/4$
		Nonpre-stressed slab with	$v_u > \phi 0.5\sqrt{f'_c}$	$d/2$
		Prestressed slabs conforming to 22.6.5.4		$3d/4$
Parallel to column face	Spacing between adjacent shear studs on peripheral line nearest to column face	All		$2d$

CODE
الكود

8.8—Nonprestressed two-way joist systems

8.8 — أنظمة الاعصاب ذات الاتجاهين الغير مسبقة الأجهاد

8.8.1 General

8.8.1.1 Nonprestressed two-way joist construction consists of a monolithic combination of regularly spaced ribs and a top slab designed to span in two orthogonal directions.

8.8.1 عام

8-1-1-1 يتألف بناء الاعصاب ذات الاتجاهين الغير مسبقة الأجهاد من تركيب متكامل من الاعصاب المتباعدة بانتظام وبلاطة علوية مصممة بحيث تمتد في اتجاهين متعامدين.

8.8.1.2 Width of ribs shall be at least 100 mm . at any location along the depth.

8.8.1.2 يجب أن يكون عرض الاعصاب على الأقل 100 mm في أي مكان على طول العمق.

8.8.1.3 Overall depth of ribs shall not exceed 3.5 times the minimum width.

8.8.1.3 يجب ألا يتجاوز العمق الكلي للأعصاب 3.5 مرة الحد الأدنى للعرض.

8.8.1.4 Clear spacing between ribs shall not exceed 750 mm.

8.8.1.4 يجب ألا تتجاوز المسافة الصافية بين الاعصاب 750 mm

COMMENTARY
التعليق

R8.8—Nonprestressed two-way joist systems

R8.8 - أنظمة الاعصاب ثنائية الاتجاه الغير مسبقة الأجهاد

R8.8.1 General—The empirical limits established for nonprestressed reinforced concrete joist floors are based on successful past performance of joist construction using standard joist forming systems. For prestressed joist construction, this section may be used as a guide.

R8.8.1 عام - تستند الحدود التجريبية الموضوعة لأرضيات الاعصاب الخرسانية المسلحة غير مسبقة الأجهاد على الأداء الناجح في مرحلة ماضية من بناء الاعصاب باستخدام أنظمة تشكيل الاعصاب القياسية. بالنسبة إلى بناء عصب سابقة الإجهاد، يمكن استخدام هذا القسم كدليل.

R8.8.1.4 A limit on the maximum spacing of ribs is required because of the provisions permitting higher shear strengths and less concrete cover for the reinforcement for these relatively small, repetitive members.

R8.8.1. 4 يلزم وجود حد أقصى للتباعد بين الأضلاع بسبب الأحكام التي تسمح بنقاط قص عالية وغطاء خرساني أقل لتسليحات الاجزاء المتكررين الصغار نسبياً

CODE

الكود

8.8.1.5 V_c shall be permitted to be taken as 1.1 times the values calculated in 22.5.

8.8.1.5 يجب أن يتم أخذ V_c كـ 1.1 مرة من القيم المحسوبة في 22.5.

8.8.1.6 For structural integrity, at least one bottom bar in each joist shall be continuous and shall be anchored to develop f_y at the face of supports.

8.8.1.6 بالنسبة للسلامة الإنشائية ، يجب أن يكون سيخ سفلي واحد على الأقل في كل عصب متواصل ويجب أن يكون مثبت لتطوير f_y في وجه الركيزة.

8.8.1.7 Reinforcement area perpendicular to the ribs shall satisfy slab moment strength requirements, considering load concentrations, and shall be at least the shrinkage and temperature reinforcement area in accordance with 24.4.

8.8.1.7 يجب أن تستوفي مساحة التسليح المتعامدة مع الاعصاب متطلبات مقاومة عزم البلاطة ، مع مراعاة تركيزات الحمولة ، ويجب أن تكون على الأقل مساحة تسليح الانكماش ودرجة الحرارة وفقاً لـ 24.4.

8.8.1.8 Two-way joist construction not satisfying the limitations of 8.8.1.1 through

8.8.1.8 بناء الاعصاب ذات اتجاهين لا يستوفي الحدود من خلال 8.8.1.1

8.8.1.4 shall be designed as slabs and beams.

8.8.1.4 يجب التصميم كالبلاطات والكمرات .

8.8.2 Joist systems with structural fillers

8.8.2 الأنظمة المعصبة مع الحشوات الإنشائية

8.8.2.1 If permanent burned clay or concrete tile fillers of material having a unit compressive strength at least equal to f_c' in the joists are used, 8.8.2.1.1 and 8.8.2.1.2 shall apply

8-2-1 في حالة استخدام حشوات طينية أو حشوات خرسانية دائمة ذات مادة مقاومة انضغاطية على الأقل مساوية لـ f_c' في الاعصاب ، تطبق المواصفة 8.8.2.1.1 و 8.8.2.1.2.

8.8.2.1.1 Slab thickness over fillers shall be at least the greater of one-twelfth the clear distance between ribs and 40 mm.

8.8.2.1.1 يجب أن تكون سماكة البلاطة أعلى الحشوات أكبر على الأقل من 1/12 من المسافة الصافية بين الاعصاب و 40 mm

8.8.2.1.2 For calculation of shear and negative moment strength, it shall be permitted to include the vertical shells of fillers in contact with the ribs. Other portions of fillers shall not be included in strength calculations.

8.8.2.1.2 لحساب مقاومة القص والعزم السالب ، يجب السماح بأدخال التغطيات الرأسية للحشوات الملاصقة للاعصاب.

8.8.3 Joist systems with other fillers

COMMENTARY

التعليق

R8.8.1.5 The increase in shear strength is justified on the basis of: 1) satisfactory performance of joist construction designed with higher calculated shear strength specified in previous Codes, which allowed comparable shear stresses; and 2) potential for redistribution of local overloads to adjacent joists..

R8.8.1.5 إن الزيادة في قوة القص لها ما يبررها على أساس: (1) الأداء المرضي لبناء الاعصاب المصمم بقوة شد أعلى محسوبة محددة في الكودات السابقة ، مما سمح بإمكانيات القص المماثلة ؛ و (2) إمكانية إعادة توزيع الحمولات الزائدة المحلية على الاعصاب المجاورة.

CODE الكود

8.9—Lift-slab construction 8.9.1 In slabs constructed with lift-slab methods where it is impractical to pass the tendons required by 8.7.5.6.1 or the bottom bars required by 8.7.4.2 or 8.7.5.6.3 through the column, at least two post-tensioned tendons or two bonded bottom bars or wires in each direction shall pass through the lifting collar as close to the column as practicable, and be continuous or spliced with full mechanical, full welded, or Class B tension splices. At exterior columns, the reinforcement shall be anchored at the lifting collar.

- 8.9 بناء بلاطات-رفع 8.9.1 في بلاطات مبنية بأساليب الرفع-البلاطة حيث يكون من غير العملي تمرير كابلات الشد المطلوبة بـ 8.7.5.6.1 أو الاسياخ السفلية المطلوبة بـ 8.7.4.2 أو 8.7.5.6.3 خلال العمود ، يجب أن لا يقل عن اثنين من كابلات الشد اللاحق أو اثنين من الاسياخ السفلية المترابطة أو الأسلاك في كل اتجاه تمر عبر طوق رفع أقرب إلى العمود قابل للتطبيق، ويكون مستمرا أو متصل مع وصلات شد ميكانيكية كاملة، ملحومة بالكامل، أو فئة B. في الأعمدة الخارجية، يجب تثبيت التسليح في طوق الرفع.

8.10—Direct design method

- 8.10 طريقة التصميم المباشر

8.10.1 General

8.10.1.1 Two-way slabs satisfying the limits in 8.10.2 shall be permitted to be designed in accordance with this section

8.10.1 عام

8.10.1.1 يسمح بتصاميم البلاطات ذات الاتجاهين التي تستوفي الحدود في 8.10.2 وفقاً لهذا القسم

COMMENTARY التعليق

8.10—Direct design method

- 8.10 طريقة التصميم المباشر

8.10—Direct design method The direct design method consists of a set of rules for distributing moments to slab and beam sections to satisfy safety requirements and most serviceability requirements simultaneously. Three fundamental steps are involved as follows: (1) Determination of the total factored static moment (8.10.3) (2) Distribution of the total factored static moment to negative and positive sections (8.10.4) (3) Distribution of the negative and positive factored moments to the column and middle strips and to the beams, if any (8.10.5 and 8.10.6). The distribution of moments to column and middle strips is also used in the equivalent frame method (8.11)

- 8.10 طريقة التصميم المباشر تتكون طريقة التصميم المباشر من مجموعة من القواعد لتوزيع العزم على أقسام البلاطات و الكمرات لتلبية متطلبات السلامة ومعظم متطلبات الخدمة في نفس الوقت. ثلاث خطوات أساسية متضمنة على النحو التالي: (1) تحديد العزم الاستاتيكي الإجمالي المصعد (8.10.3) (2) توزيع إجمالي العزم الاستاتيكي على الأقسام السلبية والإيجابية (8.10.4) (3) توزيع السليبيات و العزم إيجابية إلى العمود والعمود والكانات، إن وجدت (8.10.5 و 8.10.6). يتم أيضاً استخدام توزيع العزم على كانات العمود والأوسط في طريقة الإطار المكافئ (8.11)

8.10.1 General

8.10.1.1 The direct design method was developed from considerations of theoretical procedures for the determination of moments in slabs with and without beams, requirements for simple design and construction procedures, and precedents supplied by performance of slab systems. Consequently, the slab systems to be designed using the direct design method should conform to the limitations in 8.10.2

8.10.1 عام

8.10.1.1 تم تطوير طريقة التصميم المباشر من اعتبارات الإجراءات النظرية لتحديد العزم في البلاطات ذات الكمرات وبدونها ، ومتطلبات إجراءات التصميم والبناء البسيطة ، والسوابق المقدمة عن طريق أداء أنظمة البلاطات. وبالتالي، يجب أن تتوافق أنظمة البلاطات التي تم تصميمها باستخدام طريقة التصميم المباشر مع القيود الواردة في 8.10.2

CODE الكود

8.10.1.2 Variations from the limitations in 8.10.2 shall be permitted if demonstrated by analysis that equilibrium and geometric compatibility are satisfied, the design strength at every section is at least equal to the required strength, and serviceability conditions, including limits on deflection, are met.

8.10.1.2 يسمح بتغييرات من القيود الواردة في 8.10.2 إذا تم إثباتها من خلال التحليل أن التوازن والتوافق الهندسي مستوفي ، وتكون القوة التصميمية في كل مقطع مساوية على الأقل للقوة المطلوبة ، وشروط الخدمة ، بما في ذلك حدود التشوه، مستوفيه.

8.10.1.3 Circular or regular polygon-shaped supports shall be treated as square supports with the same area.

8.10.1.3 تعامل الركائز الدائرية أو المضلعة على شكل ركائز مربعة في نفس المنطقة.

8.10.2 Limitations for use of direct design method

8.10.2 قيود استخدام طريقة التصميم المباشر

8.10.2.1 There shall be at least three continuous spans in each direction.

8.10.2.1 يجب أن يكون هناك ثلاثة بحور مستمرة على الأقل في كل اتجاه.

COMMENTARY التعليق

R8.10.1.2 It is permitted to use the direct design method even if the structure does not fit the limitations in 8.10.2, provided it can be shown by analysis that the particular limitation does not apply to that structure. For a slab system supporting a nonmovable load, such as a water reservoir in which the load on all panels is expected to be the same, live load limitation of 8.10.2.6 need not be satisfied.

R8.10.1.2 يُسمح باستخدام طريقة التصميم المباشر حتى إذا كانت البنية لا تتوافق مع القيود الواردة في 8.10.2 ، بشرط أن يُظهر التحليل أن القيد المحدد لا ينطبق على تلك البنية. بالنسبة لنظام البلاطة الذي يدعم حملاً غير قابل للنقل، مثل خزان المياه الذي يتوقع فيه أن يكون الحمل على كل البلاطات متماثلاً، يجب عدم استيفاء الحد الأقصى للحمولة الحية عند 8.10.2.6.

R8.10.1.3 If a supporting member does not have a rectangular cross section or if the sides of the rectangle are not parallel to the spans, it is to be treated as a square support having the same area, as illustrated in Fig. R8.10.1.3.

R8.10.1.3 إذا لم يكن لدى عضو مساند مقطع عرضي مستطيل أو إذا كانت جوانب المستطيل غير متوازية مع الفواصل ، فيجب معالجتها كدعم مربع له نفس المساحة ، كما هو موضح في الشكل R8.10.1.3.8

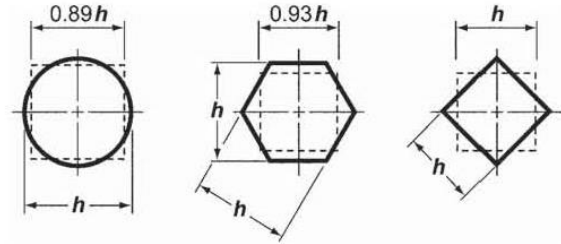


Fig. R8.10.1.3—Examples of equivalent square section for supporting members.

الشكل R8.10.1.3- أمثلة على مقطع مربع مكافئ للأعضاء للركائز

R8.10.2 Limitations for use of direct design method

R8.10.2 حدود استخدام طريقة التصميم المباشر

R8.10.2.1 The primary reason for this limitation is the magnitude of the negative moments at the interior support in a structure with only two continuous spans. The rules given for the direct design method assume that the slab system at the first interior negative moment section is neither fixed against rotation nor discontinuous

R8.10.2.1 السبب الرئيسي لهذا القيد هو حجم العزم السلبية في الركيزة الداخلي في بنية ذات بحرین مستمرين فقط. وتفترض القواعد المعطاة لطريقة التصميم المباشر أن نظام بلاطة في مقطع العزم السلبية الداخلية الأولى لا يكون ثابتاً ضد الدوران أو غير مستمر

CODE الكود

8.10.2.2 Successive span lengths measured center-to-center of supports in each direction shall not differ by more than one-third the longer span

8.10.2.2 لا تختلف أطوال البحر المتعاقبة المقاسة من المركز إلى المركز للركائز في كل اتجاه بأكثر من الثلث للبحر للطول.

8.10.2.3 Panels shall be rectangular, with the ratio of longer to shorter panel dimensions, measured center-to-center of supports, not to exceed 2.

8.10.2.3 يجب أن تكون البلاطات مستطيلة ، مع نسبة الطول إلى العرض لأبعاد البلاطة ، المقاسة من المركز إلى المركز للركائز ، بحيث لا تتجاوز 2.

8.10.2.4 Column offset shall not exceed 10 percent of the span in direction of offset from either axis between centerlines of successive columns.

8.10.2.4 يجب ألا يتجاوز إزاحة العمود 10 في المائة من البحر في اتجاه الإزاحة من أي محور بين خطوط المراكز للأعمدة المتتالية.

8.10.2.5 All loads shall be due to gravity only and uniformly distributed over an entire panel.

8.10.2.5 يجب أن تكون جميع الأحمال بسبب الجاذبية فقط وموزعة بشكل منتظم على كامل البلاطة.

COMMENTARY التعليق

R8.10.2.2 This limitation is related to the possibility of developing negative moments beyond the point where negative moment reinforcement is terminated, as prescribed in Fig. 8.7.4.1.3a

R8.10.2.2 يرتبط هذا القيد بإمكانية تطوير عزم سلبية تتجاوز النقطة التي يتم فيها إنهاء التسليح السلبي للعزم ، كما هو موصوف في الشكل a.8.7.4.1.3

R8.10.2.3 If the ratio of the two spans (long span/short span) of a panel exceeds 2, the slab resists the moment in the shorter span essentially as a one-way slab.

R8.10.2.3 إذا تجاوزت نسبة البحرين (البحر الطويل / البحر القصير) البلاطة 2 ، فإن البلاطة تقاوم العزم في البحر الأقصر جوهريًا كطريقة أحادية الاتجاه.

R8.10.2.4 Columns can be offset within specified limits from a regular rectangular array. A cumulative total offset of 20 percent of the span is established as the upper limit.

R8.10.2.4 يمكن إزاحة الأعمدة في حدود محددة من مصفوفة مستطيلة عادية . يتم إنشاء إجمالي إزاحة تراكمية 20 بالمائة من البحر كالحد الأعلى

R8.10.2.5 The direct design method is based on tests (Jirsa et al. 1969) for uniform gravity loads and resulting column reactions determined by statics. Lateral loads, such as wind or those induced by earthquake, require a frame analysis. Inverted foundation mats designed as two-way slabs (13.3.4) involve application of known column loads. Therefore, even where the soil reaction is assumed to be uniform, a frame analysis should be performed.

R8.10.2.5 تستند طريقة التصميم المباشر على اختبارات (Jirsa et al. 1969) لأحمال الجاذبية المنتظمة وتفاعلات الأعمدة الناتجة التي تحددها الإحصائيات. تتطلب الأحمال الجانبية، مثل الرياح أو تلك الناجمة عن الزلازل ، تحليل الإطار. تستخدم حسانر الأساس المعكوسة المصممة كبلاطة ثنائية الاتجاه (13.3.4) في تطبيق أحمال العمود المعروفة. لذلك، حتى عندما يفترض أن يكون تفاعل التربة منتظم ، يجب إجراء تحليل الإطار.

CODE الكود

8.10.2.6 Unfactored live load shall not exceed two times the unfactored dead load.

8.10.2.6 يجب ألا يتجاوز الحمل الحي الغير مصعد ضعفي الحمولة الميتة الغير مصعدة.

8.10.2.7 For a panel with beams between supports on all sides, Eq. (8.10.2.7a) shall be satisfied for beams in the two perpendicular directions

8.10.2.7 بالنسبة للبلاطة مع كميرات بين الركائز من جميع الجوانب ، المعادلة (8.10.2.7a) يجب أن تكون مستوفية للكميرات في الاتجاهين المتعامدين

$$0.2 \leq \frac{\alpha_f \ell_2^2}{\alpha_f \ell_1^2} \leq 5.0 \quad (8.10.2.7a)$$

where α_f and α_s are calculated by:

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \quad (8.10.2.7b)$$

8.10.3 Total factored static moment for a span

8.10.3 العزم الاستاتيكي المصعد الكلي للبحر

8.10.3.1 Total factored static moment M_o for a span shall be calculated for a strip bounded laterally by the panel centerline on each side of the centerline of supports.

8.10.3.1 يحسب العزم الاستاتيكي المصعد الكلي M_o للبحر بالنسبة لشريحة مرتبطة جانبياً بواسطة خط مركز البلاطة على كل جانب من خط المركز للركائز.

8.10.3.2 The absolute sum of positive and average negative M_u in each direction shall be at least:

8.10.3.2 يكون المجموع الاستاتيكي لمتوسط العزم الموجب والسالب في كل اتجاه على الأقل :

$$M_o = \frac{q_u \ell_2 \ell_n^2}{8} \quad (8.10.3.2)$$

8.10.3.2.1 In Eq. (8.10.3.2), ℓ_n is the clear span length in the direction that moments are considered, shall extend from face to face of columns, capitals, brackets, or walls, and shall be at least $0.65\ell_1$.

8.10.3.2.1 في المعادلة (8.10.3.2) ، ℓ_n هو طول الصافي للبحر في الاتجاه الذي تؤخذ فيه العزوم ، يمتد من وجهها لوجه للأعمدة ، وتاج الأعمدة ، الأقواس ، أو الجدران ، ويجب أن يكون $0.65\ell_1$ على الأقل.

8.10.3.2.2 In Eq. (8.10.3.2), if the transverse span of panels on either side of the centerline of supports varies, ℓ_2 shall be taken as the average of adjacent transverse spans.

COMMENTARY التعليق

R8.10.2.6 In most slab systems, the live-to-dead load ratio will be less than 2 and it will not be necessary to check the effects of pattern loading.

R8.10.2.6 في معظم أنظمة البلاطات ، ستكون نسبة التحميل من الحي إلى الميت أقل من 2 ولن يكون من الضروري التحقق من آثار تحميل الأنماط.

R8.10.2.7 The elastic distribution of moments will deviate significantly from those assumed in the direct design method unless the requirements for stiffness are satisfied.

R8.10.2.7 سوف ينحرف توزيع عزم المرونة بشكل ملحوظ عن تلك المفترضة في طريقة التصميم المباشر ما لم يتم استيفاء متطلبات الجساءة

R8.10.3 Total factored static moment for a span.

R8.10.3 العزم الاستاتيكي المصعد الكلي للبحر

R8.10.3.2 Equation (8.10.3.2) follows directly from Nichol's derivation (Nichols 1914) with the simplifying assumption that the reactions are concentrated along the faces of the support perpendicular to the span considered. In general, it will be expedient to calculate static moments for two adjacent half-panels that include a column strip with a half middle strip along each side.

R8.10.3.2 يتبع المعادلة (8.10.3.2) مباشرة من اشتقاق نيكول (نيكولز 1914) مع افتراض مبسط أن تتركز ردود الفعل على طول وجوه ركيزة العمودي على طول البحر فيها. بشكل عام، سيكون من الملائم حساب العزم الاستاتيكية لنصفين متجاورتين متضمنتين شريحة عاموداً بنصف شريحة متوسط على طول كل جانب.

CODE الكود

8.10.3.2.2 في المعادلة (8.10.3.2)، إذا اختلف الطول العرضي للبلاطات على جانبي خط مركز الركيزة، يجب أخذ ℓ_2 كمتوسط البحور العرضية المجاورة.

8.10.3.2.3 In Eq. (8.10.3.2), if the span adjacent and parallel to a slab edge is being considered, the distance from edge to panel centerline shall be substituted for ℓ_2 .

8.10.3.2.3 في المعادلة (8.10.3.2)، إذا تم النظر في البحر المجاور والمتوازي لحافة البلاطة، يجب استبدال المسافة من الطرف إلى خط مركز البلاطة بـ ℓ_2 .

8.10.4 Distribution of total factored static moment

8.10.4 توزيع العزم الاستاتيكي المصعد الكلي

8.10.4.1 In an interior span, M_o shall be distributed as follows: $0.65M_o$ to negative moment and $0.35M_o$ to positive moment.

8.10.4.1 في البحور الداخلية، يتم توزيع M_o على النحو التالي: $0.65M_o$ للعزم السالب و $0.35M_o$ للعزم الموجب.

8.10.4.2 In an end span, M_o shall be distributed in accordance with Table 8.10.4.2.

8.10.4.2 في نهاية البحر، يتم توزيع M_o وفقاً للجدول 8.10.4.2.

Table 8.10.4.2—Distribution coefficients for end spans

جدول 8.10.4.2 - معاملات التوزيع للبحور النهائية

Table 8.10.4.2—Distribution coefficients for end spans

	Exterior edge unrestrained	Slab with beams between all supports	Slab without beams between interior supports		Exterior edge fully restrained
			Without edge beam	With edge beam	
Interior negative	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
Positive	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
Exterior negative	0	0.16	0.26	0.30	0.65

COMMENTARY التعليق

R8.10.4 Distribution of total factored static moment

R8.10.4 توزيع العزم الاستاتيكي المصعد الكلي

R8.10.4.2 The moment coefficients for an end span are based on the equivalent column stiffness expressions from Corley et al. (1961), Jirsa et al. (1963), and Corley and Jirsa (1970). The coefficients for an unrestrained edge would be used, for example, if the slab were simply supported on a masonry or concrete wall. Those for a fully restrained edge would apply if the slab were constructed integrally with a concrete wall having a flexural stiffness so large compared to that of the slab that little rotation occurs at the slab-to-wall connection.

For other than unrestrained or fully restrained edges, coefficients in the table were selected to be near the upper bound of the range for positive moments and interior negative moments. As a result, exterior negative moments were usually closer to a lower bound. The exterior negative moment strength for most slab systems is governed by minimum reinforcement to control cracking. The coefficients in the table have been adjusted so that the absolute sum of the positive and average moments equal M_o . In the 1977 Code, distribution factors defined as a function of the stiffness ratio of the equivalent exterior support were used for proportioning the total static moment M_o in an end span.

This approach may be used in place of values in this provision.

R8.10.4.2 تستند معاملات العزم لنهاية البحر إلى تعبيرات جساءة العمود المكافئة من Corley et al. (1961)، Jirsa et al. (1963)، وكورلي وجيرسا (1970). يمكن استخدام معاملات الطرف غير المقيد، على سبيل المثال، إذا كانت البلاطة مثبتة ببساطة على جدار حجري أو خرساني. وتطبق تلك الخاصة بحافة مقيدة بالكامل إذا تم بناء البلاطة بشكل متكامل مع جدار خرساني ذي جساءة انثناء كبيرة للغاية مقارنة مع البلاطة الذي يحدث دوران قليل عند وصلة بلاطة إلى الجدار. وبالنسبة لغير حواف غير مقيدة أو مقيدة تمامًا، تم اختيار معاملات بالجدول بالقرب من الحد الأعلى للنطاق عزم الإيجابية و العزم السلبية الداخلية. ونتيجة لذلك، كانت العزم السلبية الخارجية عادة أقرب إلى الحد الأدنى. تخضع قوة العزم السلبية الخارجية لمعظم أنظمة البلاطات إلى الحد الأدنى من التسليح للتحكم في التشقق. تم تعديل المعاملات في الجدول بحيث يكون المجموع الاستاتيكي لعزمين الإيجابيين والمتوسطتين مساوياً M_o في كود 1977، تم استخدام عوامل التوزيع المحددة كدالة لنسبة الجساءة للدعم الخارجي المكافئ لتناسب مجموع العزم الاستاتيكي M_o في نهاية البحر. يمكن استخدام هذا المنهج بدلاً من القيم في هذا الحكم.

CODE الكود

8.10.4.3 Modification of negative and positive factored moments by up to 10 percent shall be permitted if the total factored static moment for a panel, M_o , in the direction considered is at least that calculated by Eq. (8.10.3.2). Moment redistribution in accordance with 6.6.5 is not permitted.

8.10.4.3 يُسمح بتعديل العزوم الموجبة والسالبة بنسبة تصل إلى 10 في المائة إذا كان عزم البلاطة الاستاتيكي المصعد ، M_o ، في الاتجاه المعتبر هو على الأقل المحسوب بواسطة المعادلة (8.10.3.2). لا يسمح بإعادة توزيع العزم وفقاً لـ 6.6.5.

8.10.4.4 Critical section for negative M_u shall be at the face of rectangular supports.

8.10.4.4 يجب أن يكون المقطع الحرج M_u السالب عند وجة الركائز المستطيلة.

8.10.4.5 Negative M_u shall be the greater of the two interior negative M_u calculated for spans framing into a common support unless an analysis is made to distribute the unbalanced moment in accordance with stiffnesses of adjoining elements.

8.10.4.5 يجب أن يكون M_u السالب أكبر من M_u السالبين الداخليين المحسوبين في البحور التي تتشكل في ركائز مشتركة ما لم يتم إجراء تحليل لتوزيع العزم الغير متوازن بما يتوافق مع جساءة العناصر المجاورة.

8.10.4.6 Edge beams or edges of slabs shall be designed to resist in torsion their share of exterior negative M_u .

8.10.4.6 يجب تصميم الكمرات الطرفية أو أطراف البلاطة لمقاومة الالتواء التي تشارك في العزم السالب الخارجي.

8.10.5 Factored moments in column strips

8.10.5 العزوم المصعدة في شرائح العمود

8.10.5.1 The column strip shall resist the portion of interior negative M_u in accordance with Table 8.10.5.1.

8.10.5.1 يجب أن تقاوم شريحة العمود الجزء من M_u الداخلي السالب طبقاً للجدول 8.10.5.1.

Table 8.10.5.1—Portion of interior negative M_u in column strip

جدول 8.10.5.1 - جزء من M_u الداخلي السالب في شريحة العمود

$a_f \ell_2 / \ell_1$	ℓ_2 / ℓ_1		
	0.5	1.0	2.0
0	0.75	0.75	0.75
≥ 1.0	0.90	0.75	0.45

Note: Linear interpolations shall be made between values shown.

COMMENTARY التعليق

R8.10.4.3 This provision permits a reduction up to 10 percent in negative or positive factored moments, calculated in accordance with 8.10.4, provided that the total static moment for a panel in the direction considered is not less than M_o required by Eq. (8.10.3.2). This is intended to recognize a limited amount of inelastic behavior and moment redistribution can occur in slabs that are analyzed with the direct design method. Moment redistribution as permitted by 6.6.5 is not intended for use where approximate values for moments are used.

R10.10.4.3 يسمح هذا الحكم بتخفيض يصل إلى 10% في العزم السلبية أو الإيجابية المحسوبة ، محسوبة وفقاً لـ 8.10.4 ، بشرط أن لا يكون مجموع العزم الاستاتيكية البلاطة في الاتجاه المعني أقل من M_o الذي تتطلبه المعادلة (8.10.3.2). ويهدف هذا إلى التعرف على كمية محدودة من السلوك غير المرن ويمكن أن يحدث إعادة التوزيع الفورية في بلاطة يتم تحليلها باستخدام طريقة التصميم المباشر. إن إعادة توزيع العزم كما هو مسموح به من قبل 6.6.5 غير مخصص للاستخدام عند استخدام القيم التقريبية للعزم.

R8.10.4.5 The differences in slab moment on either side of a column or other type of support should be accounted for in the design of the support. If an analysis is made to distribute unbalanced moments, flexural stiffness may be obtained on the basis of the gross concrete section of the members involved.

R8.10.4.5 ينبغي مراعاة الاختلافات في عزم البلاطة على جانبي عمود أو أي نوع آخر من الركيزة عند تصميم الركيزة. إذا تم إجراء تحليل لتوزيع عزم غير متوازنة، يمكن الحصول على جساءة الانحناء على أساس المقطع الخرساني الإجمالي للأعضاء المشاركين.

R8.10.4.6 Moments perpendicular to, and at the edge of, the slab structure should be transmitted to the supporting columns or walls. Torsional stresses caused by the moment assigned to the slab should be investigated.

R8.10.4.6 ينبغي أن تنتقل العزوم المتعامدة مع بنية البلاطة وعلى حدودها إلى الأعمدة أو الجدران الداعمة. يجب التحقق من الإجهادات الالتوائية الناتجة عن العزم المحددة للبلاطة.

R8.10.5 Factored moments in column strips—The rules given for assigning moments to the column strips, beams, and middle strips are based on studies (Gamble 1972) of moments in linearly elastic slabs with different beam stiffnesses tempered by the moment coefficients that have been used successfully. For the purpose of establishing moments in the half column strip adjacent to an edge supported by a wall, ℓ_n in Eq. (8.10.3.2) may be assumed equal to ℓ_n of the parallel adjacent column to column span, and the wall may be considered as a beam having a moment of inertia, I_b , equal to infinity.

R8.10.5 العزوم المتداخلة في شرائح العمود - تستند القواعد المعطاة لتعيين العزم إلى شرائح العمود و الكمرات شرائح الوسطى على دراسات (Gamble 1972) عزم في بلاطة مرنة خطية مع طبقات صلابة مختلفة من الكمرات التي خففت من العزم المصعد وقد استخدمت بنجاح. لغرض إنشاء عزم في شريحة نصف العمود المجاور لحافة مدعومة بجدار، في E_n في Eq. (8.10.3.2) يمكن افتراض أن يساوي ℓ_n من العمود المجاور المتوازي إلى بحر العمود ، ويمكن اعتبار الجدار ككمر ذات عزم من القصور الذاتي ، I_b ، مساوية إلى ما لا نهاية.

CODE الكود

8.10.5.2 The column strip shall resist the portion of exterior negative Mu in accordance with Table 8.10.5.2.

8.10.5.2 يجب على شريحة العمود مقاومة الجزء الخارجي من Mu السالب وفقاً للجدول 8.10.5.2.

Table 8.10.5.2—Portion of exterior negative Mu in column strip

جدول 8.10.5.2 - جزء من Mu الخارجي السالب في شريحة العمود

$\alpha_f \ell_2 / \ell_1$	β_t	ℓ_2 / ℓ_1		
		0.5	1.0	2.0
0	0	1.0	1.0	1.0
	≥ 2.5	0.75	0.75	0.75
≥ 1.0	0	1.0	1.0	1.0
	≥ 2.5	0.90	0.75	0.45

Note: Linear interpolations shall be made between values shown.

β_t is calculated using Eq. (8.10.5.2a), where C is calculated using Eq. (8.10.5.2b)

ملاحظة: يجب أن تتم الاستكمالات الخطية بين القيم الموضحة. يتم حسابها باستخدام المعادلة (8.10.5.2a)، حيث يتم حساب C باستخدام المعادلة (8.10.5.2b).

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2E_{cs} I_s} \quad (8.10.5.2a)$$

$$C = \Sigma \left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} \quad (8.10.5.2b)$$

8.10.5.3 For T- or L-sections, it shall be permitted to calculate the constant C in Eq. (8.10.5.2b) by dividing the section, as given in 8.4.1.8, into separate rectangular parts and summing the values of C for each part.

8.10.5.3 بالنسبة للمقاطع T أو L ، يُسمح بحساب الثابت C في المعادلة (8.10.5.2b) بتقسيم المقطع ، كما هو موضح في 8.4.1.8 ، إلى أجزاء مستطيلة منفصلة وتلخيص قيم C لكل جزء.

8.10.5.4 If the width of the column or wall is at least $(3/4)\ell_2$, negative Mu shall be uniformly distributed across ℓ_2 .

8.10.5.4 إذا كان عرض العمود أو الجدار على الأقل $(3/4)\ell_2$ ، فسيتم توزيع Mu بانتظام بشكل متساو عبر ℓ_2 .

8.10.5.5 The column strip shall resist the portion of positive Mu in accordance with Table 8.10.5.5.

8.10.5.5 يجب أن يقاوم شريحة العمود جزء Mu الموجب وفقاً للجدول 8.10.5.5.

Table 8.10.5.5—Portion of positive Mu in column strip

جدول 8.10.5.5 - جزء من Mu الموجب في شريحة العمود

$\alpha_f \ell_2 / \ell_1$	ℓ_2 / ℓ_1		
	0.5	1.0	2.0
0	0.60	0.60	0.60
≥ 1.0	0.90	0.75	0.45

Note: Linear interpolations shall be made between values shown.

ملاحظة: يجب أن تتم الاستكمالات الخطية بين القيم الموضحة.

COMMENTARY التعليق

R8.10.5.2 The effect of the torsional stiffness parameter β_t is to assign all of the exterior negative factored moment to the column strip, and none to the middle strip, unless the beam torsional stiffness is high relative to the flexural stiffness of the supported slab. In the definition of β_t , the shear modulus has been taken as $E_{cb}/2$. Where walls are used as supports along column lines,

R8.10.5.2 إن تأثير محددات الجساءة الالتوائية β_t هو تعيين كل العزم السلبية الخارجة على شريحة العمود ، ولا شيء في الشريحة الأوسط ، إلا إذا كانت جساءة الكمرة الالتوائية عالية بالنسبة إلى الجساءة الانحناء لركيزة بلاطة. في تعريف β_t ، تم أخذ معامل القص كما $E_{cb} / 2$. عندما يتم استخدام الحوائط كركائز على طول خطوط الأعمدة ،

they can be regarded as very stiff beams with an $\alpha_f \ell_2 / \ell_1$ value greater than 1. Where the exterior support consists of a wall perpendicular to the direction in which moments are being determined, β_t may be taken as zero if the wall is of masonry without torsional resistance, and β_t may be taken as 2.5 for a concrete wall with great torsional resistance that is monolithic with the slab.

يمكن اعتبارها كمرّة صلبة جداً بقيمة $\alpha_f \ell_2 / \ell_1$ أكبر من 1. حيث يتكون الركيزة الخارجي من جدار متعامد مع الاتجاه الذي يتم فيه تحديد العزم ، فقد تؤخذ على أنها صفر إذا كان الجدار من البناء دون مقاومة الالتواء ، ويمكن أن تؤخذ إلى 2.5 في جدار خرساني بمقاومة التواء كبيرة تكون متجانسة مع البلاطة.

CODE

الكود

8.10.5.6 For slabs with beams between supports, the slab portion of column strips shall resist column strip moments not resisted by beams.

8.10.5.6 بالنسبة للبلاطات ذات الكمرات بين الركائز، يجب أن يقاوم جزء البلاطة من شرائح العمود عزوم شريحة العمود التي لا تقاومها الكمرات.

8.10.5.7 Factored moments in beams

8.10.5.7 العزوم المصعدة في الكمرات

8.10.5.7.1 Beams between supports shall resist the portion of column strip M_u in accordance with Table 8.10.5.7.1.

8.10.5.7.1 يجب أن تقاوم الكمرات بين الركائز جزء من عزوم شريحة العمود M_u طبقاً للجدول 8.10.5.7.1.

Table 8.10.5.7.1—Portion of column strip M_u in beams

جدول 8.10.5.7.1 - جزء من عزوم شريحة العمود في الكمرات

a_1l_2/l_1	Distribution coefficient
0	0
≥ 1.0	0.85

Note: Linear interpolation shall be made between values shown.

ملاحظة: يجب إجراء الاستكمال الخطي بين القيم الموضحة.

8.10.5.7.2 In addition to moments calculated according to 8.10.5.7.1, beams shall resist moments caused by factored loads applied directly to the beams, including the weight of the beam stem above and below the slab.

8.10.5.7.2 بالإضافة إلى العزوم المحسوبة وفقاً لـ 8.10.5.7.1 ، يجب أن تقاوم الكمرات العزوم التي تسببها الأحمال المصعدة والمطبقة مباشرة على الكمرات، بما في ذلك وزن الكمرات فوق وتحت البلاطة.

8.10.6 Factored moments in middle strips

8.10.6 العزوم المصعدة في الشرائح الوسطية

8.10.6.1 That portion of negative and positive factored moments not resisted by column strips shall be proportionately assigned to corresponding half middle strips.

8.10.6.1 يتم تعيين النسبة المتناسبة مع نصف الشرائح الوسطية من هذا الجزء من العزوم السالبة والموجبة المصعدة التي لا تقاومها شرائح العمود.

8.10.6.2 Each middle strip shall resist the sum of the moments assigned to its two half middle strips.

8.10.6.2 يجب على كل شريحة متوسطة مقاومة مجموع العزوم المخصصة لنصف شريحتين وسطيتين.

8.10.6.3 A middle strip adjacent and parallel to a wall supported edge shall resist twice the moment assigned to the half middle strip corresponding to the first row of interior supports.

COMMENTARY

التعليق

R8.10.5.7 Factored moments in beams—Loads assigned directly to beams are in addition to the uniform dead load of the slab; uniform superimposed dead loads such as the ceiling, floor finish, or assumed equivalent partition loads; and uniform live loads.

8.10.5.7 العزوم المصعدة في الكمرات - الأحمال المعينة مباشرة إلى الكمرات هي بالإضافة إلى الحمل المنتظم الميت للبلاطة ؛ أحمال ميتة مترابطة مصعدة مثل السقف أو إنهاء الأرضية أو أحمال التقسيم المكافئ المعترف بها ؛ وأحمال حية منتظمة

All of these loads are normally included with q_u in Eq. (8.10.3.2). Line loads applied directly to beams include partition walls over or along beam centerlines and additional dead load of the projecting beam stem.

يتم تضمين كل هذه الأحمال عادة مع q_u (8.10.3.2). وتشمل أحمال الحمل الخطي مباشرة على الكمرات جدران التقسيم فوق أو على طول خطوط المركز وحمولة ميتة إضافية لجذر الكمرات المسقط

Concentrated loads include posts above or hangers below the beams. For the purpose of assigning directly applied loads, only loads located within the width of the beam stem should be considered as directly applied to the beams. The effective width of a beam as defined in 8.4.1.8 is solely for strength and relative stiffness calculations. Line loads and concentrated loads located on the slab away from the beam stem require consideration to determine their apportionment to slab and beams. Also refer to R8.10.5.

..تتضمن الأحمال المركزة مشاركات فوق أو شماغات أسفل الكمرات. لغرض تعيين أحمال تطبيقية مباشرة، يجب اعتبار الأحمال الموجودة داخل عرض الكمرات الجذع مطبقة بشكل مباشر على الكمرات. العرض الفعال للكمرات كما هو محدد في 8.4.1.8 هو فقط لحساب القوة و الجساءة النسبية. تتطلب الأحمال الخطية والأحمال المركزة الواقعة على بلاطة بعيداً عن جذع الكمرات النظر في تحديد توزيعها على بلاطة والكمرات. راجع أيضاً R8.10.5

R8.10.6 Factored moments in middle strips—Refer to R8.10.5.

R8.10.6 عزوم مصعدة في الشرائح المتوسطة - ارجع إلى R8.10.5

CODE الكود

8.10.6.3 يجب أن تقاوم الشريحة الوسطية المجاورة والمتوازي مع الطرف المدعومة بالجدار ضعف العزم المخصص لنصف شريحة وسطية المقابل للنصف الأول من الركائز الداخلية.

8.10.7 Factored moments in columns and walls

8.10.7 العزوم المصعدة في الأعمدة والجدران

8.10.7.2 At an interior support, columns or walls above and below the slab shall resist the factored moment calculated by Eq. (8.10.7.2) in direct proportion to their stiffnesses unless a general analysis is made.

8.10.7.2 في ركيزة داخلية ، يجب أن تقاوم الأعمدة أو الجدران فوق وأسفل البلاطة العزم المصعد المحسوب بواسطة المعادلة (8.10.7.2) في نسبة مباشرة إلى الجساعات ما لم يتم إجراء تحليل موحد.

$$M_{sc} = 0.07[(q_{Du} + 0.5q_{Lu})\ell_2\ell_n^2 - q_{Du}'\ell_2'(\ell_n')^2] \quad (8.10.7.2)$$

where q_{Du}' , ℓ_2' , and ℓ_n' refer to the shorter span.

حيث يشير q_{Du}' و ℓ_2' و ℓ_n' إلى الطول القصير.

8.10.7.3 The gravity load moment to be transferred between slab and edge column in accordance with 8.4.2.3 shall not be less than 0.3Mo.

8.10.7.3 يجب ألا يقل عزم الحمل الرأسي التي سيتم نقلها بين بلاطة وعمود طرفي وفقاً لـ 8.4.2.3 عن 0.3Mo

8.10.8 Factored shear in slab systems with beams

8.10.8 قوى القص المصعدة في أنظمة البلاطة مع كمرات

COMMENTARY التعليق

R8.10.7 Factored moments in columns and walls Design and detailing of the reinforcement transferring the moment from the slab to the edge column is critical to both the performance and the safety of flat slabs or flat plates without edge beams or cantilever slabs.

R8.10.7 العزوم المصعدة في الأعمدة والجدران يُعتبر تصنيف وتفصيل التسليح الذي ينقل العزم من البلاطة إلى العمود الطرفي أمراً حاسماً لكل من الأداء وسلامة البلاطة المسطحة أو الألواح المسطحة بدون كمرة طرفية أو بلاطة لكونة .

It is important that complete design details be shown in the construction documents, such as concentration of reinforcement over the column by closer spacing, or additional reinforcement.

من المهم إظهار تفاصيل التصميم الكاملة في مستندات الإنشاء، مثل تركيز التسليح على العمود عن طريق المسافات الأقوى ، أو تسليح إضافي

R8.10.7.2 Equation (8.10.7.2) refers to two adjoining spans, with one span longer than the other, and with full dead load plus one-half live load applied on the longer span and only dead load applied on the shorter span.

R8.10.7.2 تشير المعادلة (8.10.7.2) إلى مسافتين متجاورتين ، ببحر واحد أطول من الآخر ، ومع حمولة ميتة كاملة بالإضافة إلى تحميل حي واحد ونصف مطبق على البحر الأطول والحمل الميت الوحيد المطبق على البحر الأقصر

R8.10.7.3 Analyses of slab systems indicate that the relative stiffnesses of the slab, beams, and column influence the amount of moment transferred to the support under gravity load conditions, but only over a narrow range. For typical slab configurations, a realistic upper limit between the values provided in Table 8.10.4.2 for unrestrained and fully restrained edge conditions is 0.3Mo.

R8.10.7.3 تشير تحليلات أنظمة البلاطات إلى أن الجساعة النسبية للبلاطة ، والكمرة ، والعمود تؤثر على مقدار العزم المنقولة إلى الركيزة في ظروف تحميل الجاذبية ، ولكن على مدى ضيق فقط .بالنسبة لتكوينات البلاطات النموذجية، يكون الحد الأعلى الواقعي بين القيم الواردة في الجدول 8.10.4.2 لظروف طرفية غير المقيدة والمضبطة بالكامل هو 0.3Mo

R8.10.8 Factored shear in slab systems with beams—The tributary area for calculating shear on an interior beam is shown shaded in Fig. 8.10.8.1. If the stiffness of the beam $\alpha I_2/I_1$ is less than 1.0, the shear on the beam may be obtained by linear interpolation. In such cases, the beams framing into the column will not account for all of the shear force applied to the column. The remaining shear force will produce shear stresses in the slab around the column that should be checked in the same manner as for flat slabs, as required by 8.10.8.3. Sections 8.10.8.1 and 8.10.8.2 do not apply to the calculation of torsional moments on the beams.

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

8.10.8 القص المصعد في أنظمة البلاطات ذات الكمرة - تظهر منطقة الاعصاب لحساب القص على الكمرة داخلية مظلمة في الشكل 8.10.8.1. إذا كان جساءة الكمرة $\alpha f_1 \ell_2 / \ell_1$ أقل من 1.0 ، يمكن الحصول على القص على الكمرة بواسطة الاستكمال الداخلي الخطي. في مثل هذه الحالات، لا تمثل الكمرة المؤطرة في العمود حساباً لكل قوة القص المطبقة على العمود. تستنتج قوة القص المتبقية إجهادات القص في البلاطة حول العمود والتي يجب فحصها بنفس الطريقة مثل البلاطات المسطحة، كما هو مطلوب في 8.10.8.3. لا ينطبق القسمان 8.10.8.1 و 8.10.8.2 على حساب العزم الالتوائية على الكمره. يجب أن تستند هذه العزم على العزم الانحناء المحسوبة التي تعمل على جانبي الكمرة.

8.10.8.1 Beams between supports shall resist the portion of shear in accordance with Table 8.10.8.1 caused by factored loads on tributary areas in accordance with Fig. 8.10.8.1.

8.10.8.1 يجب أن تقاوم الكمرات بين الركائز جزء القص طبقاً للجدول 8.10.8.1 الناتج عن الأحمال المصعد في مناطق التابعة طبقاً للشكل 8.10.8.1.

Table 8.10.8.1—Portion of shear resisted by beam

جدول 8.10.8.1 - جزء من القص المقاوم بواسطة كمرة

Table 8.10.8.1—Portion of shear resisted by beam

$\alpha_f \ell_2 / \ell_1$	Distribution coefficient
0	0
>1.0	1.0

Note: Linear interpolation shall be made between values shown.

ملاحظة: يجب إجراء الاستكمال الخطي بين القيم الموضحة.

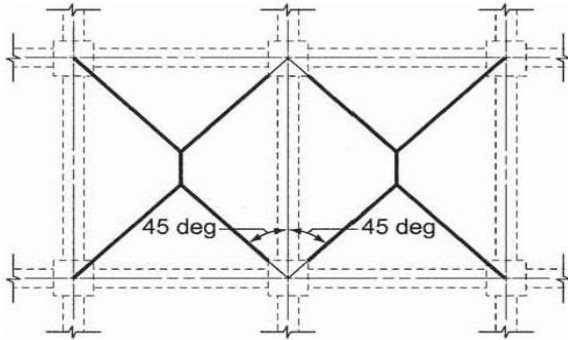


Fig. 8.10.8.1—Tributary area for shear on an interior beam.

الشكل 8.10.8.1 - منطقة التابعة للقص في كمرة داخلية.

8.10.8.2 In addition to shears calculated according to 8.10.8.1, beams shall resist shears caused by factored loads applied directly to the beams, including the weight of the beam stem above and below the slab.

8.10.8.2 بالإضافة إلى قوى القص المحسوبة وفقاً لـ 8.10.8.1 ، يجب أن تقاوم الكمرات قوى القص الناتجة عن الأحمال المصعدة والمستخدم مباشرة على الكمرات ، بما في ذلك وزن الكمرة فوق وتحت البلاطة.

CODE

الكود

8.10.8.3 Calculation of required slab shear strength based on the assumption that load is distributed to supporting beams in accordance with 8.10.8.1 shall be permitted. Shear resistance to total V_u occurring on a panel shall be provided.

8.10.8.3 يُسمح بحساب مقاومة القص المطلوبة للبلاطة بناءً على افتراض أن الحمل يوزع على الكمرات الداعمة وفقاً لـ 8.10.8.1. يتم توفير مقاومة القص إلى إجمالي V_u التي تحدث على البلاطة.

8.11—Equivalent frame method

8.11 - طريقة الإطار المكافئة

8.11.1 General

8.11.1 عام

8.11.1.1 All sections of slabs and supporting members in two-way slab systems designed by the equivalent frame method shall resist moments and shears obtained from an analysis in accordance with 8.11.2 through 8.11.6.

8.11.1.1 يجب أن تقاوم جميع مقاطع البلاطات والأعضاء الداعمة في أنظمة البلاطات ثنائية الاتجاه المصممة بواسطة طريقة الإطار المكافئ العزم وقوى القص التي تم الحصول عليها من تحليل وفقاً لـ 8.11.2 حتى 8.11.6.

8.11.1.2 Live load shall be arranged in accordance with 6.4.3.

8.11.1.2 يتم ترتيب الحمولة الحية وفقاً لـ 6.4.3.

8.11.1.3 It shall be permitted to account for the contribution of metal column capitals to stiffness, resistance to moment, and resistance to shear.

8.11.1.3 يجب أن يكون مسؤولاً عن مساهمة تيجان الأعمدة المعدنية في جساءة ومقاومة للعزم ومقاومة للقص.

8.11.1.4 It shall be permitted to neglect the change in length of columns and slabs due to direct stress, and deflections due to shear.

8.11.1.4 يسمح بإهمال التغيير في طول الأعمدة والبلاطات بسبب الإجهاد المباشر، والتشوه بسبب القص.

COMMENTARY

التعليق

8.11—Equivalent frame method

8.11 - طريقة الإطار المكافئة

R8.11—Equivalent frame method The equivalent frame method involves the representation of the three-dimensional slab system by a series of twodimensional frames that are then analyzed for loads acting in the plane of the frames. The negative and positive moments so determined at the critical design sections of the frame are distributed to the slab sections in accordance with 8.10.5 (column strips), 8.10.5.7 (beams), and 8.10.6 (middle strips). The equivalent frame method is based on studies reported in Corley et al. (1961), Jirsa et al. (1963), and Corley and Jirsa (1970). Section R13.7 of the 1989 Code contains a more detailed description of the equivalent frame method.

8.11 - طريقة الإطار المكافئ تتضمن طريقة الإطار المكافئ تمثيل نظام البلاطة الثلاثية الأبعاد بواسطة سلسلة من الأرتال ثنائية الأبعاد التي يتم تحليلها بعد ذلك للأحمال التي تعمل في مستوى الإطارات. يتم توزيع العزم السلبية والإيجابية التي تم تحديدها في أقسام التصميم الحرجة للإطار على أقسام الكتل وفقاً لـ 8.10.5 (كائنات العمود) و 8.10.5.7 (الكمره) و 8.10.6 (الكائنات المتوسطة). تعتمد طريقة الإطار المكافئ على الدراسات الواردة في (Corley et al. (1961، Jirsa et al. (1963، وكورلي وجيرسا (1970). (يحتوي القسم R13.7 من كود 1989 على وصف أكثر تفصيلاً لطريقة الإطار المكافئة.

CODE الكود

8.11.2 Equivalent frames

8.11.2 الإطارات المكافئة

8.11.2.1 The structure shall be modeled by equivalent frames on column lines taken longitudinally and transversely through the building.

8.11.2.1 يتم تصميم المنشأ بواسطة إطارات مكافئة على خطوط عمود يتم أخذها طولياً وعرضياً من خلال المبنى.

8.11.2.2 Each equivalent frame shall consist of a row of columns or supports and slab-beam strips bounded laterally by the panel centerline on each side of the centerline of columns or supports.

8.11.2.2 يجب أن يتكون كل إطار مكافئ من صف من الأعمدة أو شرائح الركائز والبلاطة-كمرة المرتبطة جانبياً بواسطة خط مركز البلاطة على كل جانب من الخطوط المركزية للأعمدة أو الركائز.

8.11.2.3 Frames adjacent and parallel to an edge shall be bounded by that edge and the centerline of the adjacent panel.

8.11.2.3 يجب أن تكون الإطارات المجاورة والمتوازية للحافة مرتبطة بهذه الحافة والخط المركزي للبلاطة المجاورة.

8.11.2.4 Columns or supports shall be assumed to be attached to slab-beam strips by torsional members transverse to the direction of the span for which moments are being calculated and extending to the panel centerlines on each side of a column.

8.11.2.4 يفترض أن تكون الأعمدة أو الركائز متصلة بشرائح كمرة-بلاطة بواسطة عناصر ملتوية مستعرضة لاتجاه البحر الذي يتم حساب العزوم فيه وتمتد إلى خطوط الوسط على كل جانب من الأعمدة.

8.11.2.5 Analysis of each equivalent frame in its entirety shall be permitted. Alternatively, for gravity loading, a separate analysis of each floor or roof with the far ends of columns considered fixed is permitted.

8.11.2.5 يُسمح بتحليل كل إطار مكافئ بكامله بدلاً من ذلك، للتحميل الرأسى، يسمح بتحليل منفصل لكل طابق أو سقف مع الأطراف البعيدة للأعمدة الثابتة.

8.11.2.6 If slab-beams are analyzed separately, it shall be permitted to calculate the moment at a given support by assuming that the slab-beam is fixed at supports two or more panels away, provided the slab continues beyond the assumed fixed supports.

8.11.2.6 إذا تم تحليل بلاطة-كمرة بشكل منفصل، فإنه يُسمح بحساب العزم عند ركيزة معينة بافتراض أن بلاطة-كمرة ثابتة عند ركائز بلاطتين أو أكثر بعيداً، بشرط أن تستمر البلاطة خلف الركائز الثابتة المفترضة.

COMMENTARY التعليق

R8.11.2 Equivalent frames—Application of the equivalent frame to a regular structure is illustrated in Fig. R8.11.2. The three-dimensional building is divided into a series of two-dimensional frame bents (equivalent frames) centered on column or support centerlines with each frame extending the full height of the building. The width of each equivalent frame is bounded by the centerlines of the adjacent panels. The complete analysis of a slab system for a building consists of analyzing a series of equivalent (interior and exterior) frames spanning longitudinally and transversely through the building. The equivalent frame consists of three parts: 1) the horizontal slab strip, including any beams spanning in the direction of the frame; 2) the columns or other vertical supporting members, extending above and below the slab; and 3) the elements of the structure that provide moment transfer between the horizontal and vertical members.

R8.11.2 الإطارات المكافئة - يوضح الشكل R8.11.2 تطبيق الإطار المكافئ على الهيكل العادي. ينقسم المبنى ثلاثي الأبعاد إلى سلسلة من كميرات الإطارات ثنائية الأبعاد (إطارات مكافئة) تتمحور على عمود أو خطوط مركزية للدعم مع امتداد كل الإطار للارتفاع الكامل للمبنى. يحد عرض كل إطار مكافئ من خلال خطوط الوسط للبلاطة المجاورة. التحليل الكامل لنظام بلاطة للمبنى يتكون من تحليل سلسلة من الإطارات المكافئة (الداخلية والخارجية) التي تمتد طولياً وعبر عرضي من خلال المبنى. يتكون الإطار المكافئ من ثلاثة أجزاء: (1) قطاع البلاطة الأفقية، بما في ذلك أي كمرة تمتد في اتجاه الإطار؛ (2) الأعمدة أو غيرها من الأعضاء الداعمة العمودية، وتمتد فوق وأسفل البلاطة؛ و (3) عناصر الهيكل التي توفر نقل عزم بين الأعضاء الأفقي والرأسي.

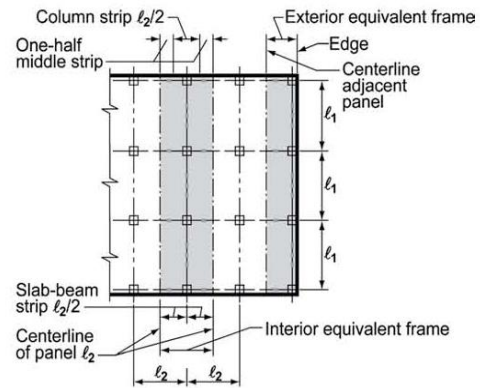


Fig. R8.11.2—Definitions of equivalent frame.

الشكل R8.11.2 - تعاريف الإطارات المكافئة.

CODE الكود

8.11.3 Slab-beams

8.11.3 كمرة - بلاطة

8.11.3.1 The moment of inertia of slab-beams from the center of the column to the face of the column, bracket, or capital shall be assumed equal to the moment of inertia of the slab-beam at the face of the column, bracket, or capital divided by the quantity $(1 - c_2/\ell_2)^2$, where c_2 and ℓ_2 are measured transverse to the direction of the span for which moments are being determined.

8.11.3.1 يجب أن يكون عزم القصور الذاتي لكمرة - بلاطة من مركز العمود إلى وجه العمود أو القوس أو تاج العمود مساوية لعزم القصور في بلاطة - كمرة عند وجه العمود ، والقوس أو تاج العمود مقسوماً على الكمية $(1 - c_2/\ell_2)^2$ ، حيث يتم قياس c_2 و ℓ_2 بشكل عرضي لاتجاه البحر الذي يتم تحديد العزوم فيه.

8.11.3.2 Variation in moment of inertia along the axis of slab-beams shall be taken into account.

8.11.3.2 يجب مراعاة الاختلاف في عزم القصور الذاتي على طول محور الكمرة.

8.11.3.3 It shall be permitted to use the gross crosssectional area of concrete to determine the moment of inertia of slab-beams at any cross section outside of joints or column capitals.

8.11.3.3 يجب السماح باستخدام مساحة المقطع العرضي الكلي للخرسانة لتحديد عزم القصور الذاتي لكمرة - بلاطة في أي قطاع عرضي خارج المفاصل أو تاج العمود.

8.11.4 Columns

8.11.4 الأعمدة

8.11.4.1 The moment of inertia of columns from top to bottom of the slab-beam at a joint shall be assumed to be infinite.

8.11.4.1 يجب أن يكون عزم القصور الذاتي للأعمدة من أعلى إلى أسفل كمرة - البلاطة عند مفصل ما غير محدد.

8.11.4.2 Variation in moment of inertia along the axis of columns shall be taken into account.

8.11.4.2 يجب مراعاة الاختلاف في عزم القصور الذاتي على طول محور الأعمدة.

8.11.4.3 It shall be permitted to use the gross crosssectional area of concrete to determine the moment of inertia of columns at any cross section outside of joints or column capitals.

8.11.4.3 يجب السماح باستخدام مساحة المقطع العرضي الكلي للخرسانة لتحديد عزم القصور الذاتي للعمود في أي قطاع عرضي خارج المفاصل أو تاج العمود.

COMMENTARY التعليق

R8.11.3 Slab-beams

R8.11.3 كمرة - بلاطة

R8.11.3.1 A support is defined as a column, capital, bracket, or wall. A beam is not considered to be a support member for the equivalent frame.

R8.11.3.1 يتم تعريف الركيزة على أنه عمود أو رأس مال أو قوس أو حائط. لا تعتبر الكمرة عضو دعم للإطار المكافئ.

R8.11.4 Columns—Column stiffness is based on the length of the column from mid-depth of slab above to mid-depth of slab below. Column moment of inertia is calculated on the basis of its cross section, taking into account the increase in stiffness provided by the capital, if any. If slab-beams are analyzed separately for gravity loads, the concept of an equivalent column, combining the stiffness of the slab-beam and torsional member into a composite element, is used. The column flexibility is modified to account for the torsional flexibility of the slab-to column connection that reduces its efficiency for transmission of moments. The equivalent column consists of the actual columns above and below the slab-beam, plus attached torsional members on each side of the columns extending to the centerline of the adjacent panels, as shown in Fig. R8.11.4.

R8.11.4 الأعمدة - للعمود يعتمد جساءة على طول من عمق متوسط للبلاط فوق متوسط عمق البلاطة أدناه. يتم احتساب تصعيد العزم من القصور الذاتي على أساس المقطع العرضي لها، مع الأخذ في الاعتبار الزيادة في جساءة التي يوفرها الرأس ، إن وجدت. إذا تم تحليل كمرة البلاطة بشكل منفصل لأحمال الجاذبية، يتم استخدام مفهوم العمود المكافئ، الذي يجمع بين جساءة البلاطة الكمرة والعضو الالتواء في عنصر مركب. يتم تعديل مرونة العمود لتفسير المرونة الالتوائية لاتصال عمود- بلاطة يقلل من فعاليته في نقل العزم. يتكون العمود المكافئ من الأعمدة الفعلية أعلى وأسفل الكمرة - بلاطة، بالإضافة إلى أعضاء الالتواء المرفقين على كل جانب من الأعمدة الممتدة إلى خط الوسط للبلاطة المجاورة، كما هو موضح في الشكل R.11.11.4

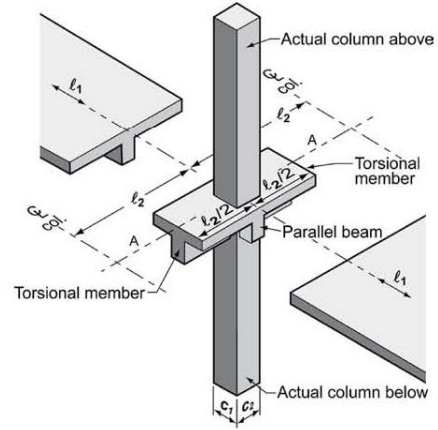


Fig. R8.11.4—Equivalent column (column plus torsional members)

8.11.5 Torsional members

8.11.5 عناصر ملتوية

8.11.5.1 Torsional members shall be assumed to have a constant cross section throughout their length consisting of the greatest of (a) through (c):

8.11.5.1 يفترض أن العناصر الملتوية لديها مقطع عرضي ثابت على طولها يتكون من أكبر من (أ) إلى (ج):

(a) A portion of slab having a width equal to that of the column, bracket, or capital in the direction of the span for which moments are being determined. (b) For monolithic or fully composite construction, the portion of slab specified in (a) plus that part of the transverse beam above and below the slab. (c) The transverse beam in accordance with 8.4.1.8.

(أ) جزء من بلاطة بعرض يساوي العمود أو القوس أو تاج العمود في اتجاه البحر الذي يتم تحديد العزوم فيه. (ب) بالنسبة للإنشاء الأحادي أو المركب بالكامل، يكون جزء البلاطة المحدد في (أ) بالإضافة إلى ذلك الجزء من الكمرة العرضية فوق وأسفل البلاطة. (ج) الكمرات العرضية وفقاً لـ 8.4.1.8

8.11.5.2 Where beams frame into columns in the direction of the span for which moments are being calculated, the torsional stiffness shall be multiplied by the ratio of the moment of inertia of the slab with such a beam to the moment of inertia of the slab without such a beam

8.11.5.2 في حالة أطار الكمرات في أعمدة في اتجاه البحر الذي يتم حساب العزوم فيه، تضرب الجساءة الالتوائية بنسبة عزم القصور الذاتي للبلاطة مع مثل هذه الكمرة إلى عزم القصور الذاتي للبلاطة بدون مثل هذا الكمرة.

الشكل - R8.11.4. العمود المكافئ (العمود بالإضافة إلى الأعضاء الالتوائية)

8.11.5 Torsional members—Calculation of the stiffness of the torsional member requires several simplifying assumptions. If no transverse beam frames into the column, a portion of the slab equal to the width of the column or capital is assumed to be the torsional member. If a beam frames into the column, L beam or T-beam action is assumed, with the flange or flanges extending from the face of beam a distance equal to the projection of the beam above or below the slab but not greater than four times the thickness of the slab; refer to 8.4.1.8. Furthermore, it is assumed that no torsional rotation occurs in the beam over the width of the support. The member sections to be used for calculating the torsional stiffness are defined in 8.11.5.1. Studies of three dimensional analyses of various slab configurations suggest that a reasonable value of the torsional stiffness can be obtained by assuming a moment distribution along the torsional member that varies linearly from a maximum at the center of the column to zero at the middle of the panel. The assumed distribution of unit twisting moment along the column centerline is shown in Fig. R8.11.5. An approximate expression for the stiffness of the torsional member, based on the results of three dimensional analyses of various slab configurations (Corley et al. 1961; Jirsa et al. 1963; Corley and Jirsa 1970), is given as:

8.11.5 عناصر الالتواء - يتطلب حساب جساءة العضو للالتواء عدة افتراضات مبسطة. إذا لم تكن هناك إطارات كمرة في العمود، يفترض أن جزءاً من بلاطة يساوي عرض العمود أو الرأس هو عضو الالتواء. إذا انحصرت كمرة في العمود، يفترض عمل الكمرة L أو الكمرة T-beam، مع شفة أو حواف تمتد من وجه الكمرة لمسافة مساوية لإسقاط الكمرة فوق أو أسفل البلاطة ولكن ليس أكبر من أربعة أضعاف سمك البلاطة. الرجوع إلى 8.4.1.8. علاوة على ذلك، يفترض أنه لا يحدث دوران الالتواء في الكمرة فوق عرض الركيزة. يتم تعريف الأقسام الأعضاء التي سيتم استخدامها لحساب الجساءة الالتوائية في 8.11.5.1. تشير الدراسات التي أجريت على تحليلات ثلاثية الأبعاد لمختلف تشكيلات البلاطات إلى أنه يمكن الحصول على قيمة معقولة للجساءة الالتوائية من خلال افتراض توزيع عزم على طول عضو الالتواء الذي يختلف خطياً من الحد الأقصى في منتصف العمود إلى صفر في منتصف البلاطة. يظهر التوزيع المفترض لعضو التواء على طول خط العمود في الشكل R8.11.5 يعطي تعبير تقريبي لجساءة العضو

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

$$K_t = \sum \frac{9E_{cs}C}{\ell_2 \left(1 - \frac{c_2}{\ell_2}\right)^3}$$

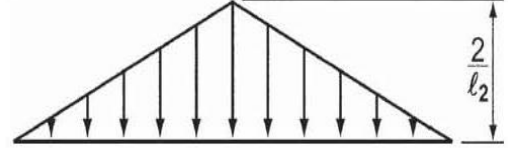


Fig. R8.11.5—Distribution of unit twisting moment along column centerline AA shown in Fig. R8.11.4

الشكل - R8.11.5. توزيع وحدة التواء على طول خط منتصف العمود AA المبين في الشكل R.8.11.4

8.11.6 Factored moments

R8.11.6 Factored moments

8.11.6 العزوم المصعدة

8.11.6 العزوم المصعدة

8.11.6.1 At interior supports, the critical section for negative Mu in both column and middle strips shall be taken at the face of rectilinear supports, but not farther away than 0.175ℓ₁ from the center of a column.

8.11.6.1 في الركائز الداخلية ، يتم أخذ المقطع الحرج للعزم السالب Mu في كل من شريحتين العمود والوسط عند وجه الركائز المستقيمة ، ولكن ليس بعيداً عن 0.175ℓ₁ من مركز العمود.

8.11.6.2 At exterior supports without brackets or capitals, the critical section for negative Mu in the span perpendicular to an edge shall be taken at the face of the supporting element.

8.11.6.2 في الركائز الخارجية بدون الأقواس أو تاج ، يجب أن يتم أخذ المقطع الحرج لـ Mu السالب في البحر العمودي إلى الحافة عند وجه الركيزة.

8.11.6.3 At exterior supports with brackets or capitals, the critical section for negative Mu in the span perpendicular to an edge shall be taken at a distance from the face of the supporting element not exceeding one-half the projection of the bracket or capital beyond the face of the supporting element.

8.11.6.3 عند الركائز الخارجية مع الأقواس أو تاج ، يجب أن يتم أخذ المقطع الحرج لـ Mu السالب في المسافة العمودية إلى الحافة على مسافة من وجه العنصر الداعم الذي لا يتجاوز نصف عرض القوس أو التاج إلى خلف وجه العنصر الداعم.

8.11.6.4 Circular or regular polygon-shaped supports shall be assumed to be square supports with the same area for location of critical section for negative design moment.

8.11.6.4 يفترض أن الركائز الدائرية والمضلعة هي ركائز مربعة مع نفس المساحة لتحديد موقع المقطع الحرج للعزم التصميمي السالب.

R8.11.6.1 through R8.11.6.4 These Code sections adjust the negative factored moments to the face of supports. For exterior supports with brackets or capitals, the adjustment is modified to limit reductions in the negative moment. Figure R8.10.1.3 illustrates several equivalent rectangular supports for use in establishing faces of supports for design with nonrectangular supports.

8.11.6.1 حتى R8.11.6.4 تنفيذ أقسام الكود هذه العزم السلبية المحسوبة على وجه الركيزة بالنسبة للركائز الخارجية مع الأقواس أو تاج العمود، يتم تعديل للحد من الركائز لتخفيضات في العزم السلبية. يوضح الشكل R.10.10.1.3 العديد من الركائز المستطيلة المكافئة لاستخدامها في تحديد أوجه الركائز للتصميم مع الركائز غير المستطيلة.

CODE الكود

8.11.6.5 Where slab systems within limitations of 8.10.2 are analyzed by the equivalent frame method, it shall be permitted to reduce the calculated moments in such proportion that the absolute sum of the positive and average negative design moments need not exceed the value obtained from Eq. (8.10.3.2).

8.11.6.5 عندما يتم تحليل أنظمة البلاطات في حدود 8.10.2 بواسطة طريقة الإطار المكافئ ، يجب السماح بتخفيض من العزوم المحسوبة بهذه النسبة بحيث لا يتجاوز المجموع المطلق لمتوسط العزوم التصميمية السالبة والموجبة القيمة التي تم الحصول عليها من المعادلة (8.10.3.2) .

8.11.6.6 It shall be permitted to distribute moments at critical sections to column strips, beams, and middle strips in accordance with the direct design method in 8.10, provided that Eq. (8.10.2.7a) is satisfied.

8.11.6.6 يُسمح بتوزيع العزوم في المقاطع الحرجة على شرائح العمود ، والكمرات ، والشرائح الوسطية وفقاً لطريقة التصميم المباشر في 8.10 ، بشرط أن يكون المعادلة (8.10.2.7a) مستوفية.

CHAPTER 9—BEAMS

الفصل 9 – الكمرات

9.1—Scope

9.1 المجال

9.1.1 This chapter shall apply to the design of nonprestressed and prestressed beams, including: (a) Composite beams of concrete elements constructed in separate placements but connected so that all elements resist loads as a unit (b) One-way joist systems in accordance with 9.8 (c) Deep beams in accordance with 9.9

9.1.1 ينطبق هذا الفصل على تصميم الكمرات المسبقة والغير مسبقة للأجهاد ، بما في ذلك: (أ) الكمرات المركبة للعناصر الخرسانية المركبة في مواقع منفصلة ولكنها متصلة بحيث تقاوم جميع العناصر الأحمال كوحدة (ب) أنظمة الاغصاب أحادية الاتجاه في وفقاً لـ 9.8 (ج) الكمرات العميقة وفقاً لـ 9.9

9.2—General

9.2 العام

9.2.1 Materials

9.2.1 المواد

9.2.1.1 Design properties for concrete shall be selected to be in accordance with Chapter 19.

9.2.1.1 يجب اختيار خصائص التصميم للخرسانة وفقاً للفصل 19.

9.2.1.2 Design properties for steel reinforcement shall be selected to be in accordance with Chapter 20.

9-2-2-2 يتم اختيار خصائص التصميم الخاصة بحديد التسليح لتتوافق مع الفصل 20.

COMMENTARY التعليق

R8.11.6.5 This provision is based on the principle that if two different methods are prescribed to obtain a particular answer, the Code should not require a value greater than the least acceptable value. Due to the long satisfactory experience with designs having total factored static moments not exceeding those given by Eq. (8.10.3.2), it is considered that these values are satisfactory for design if applicable limitations are met.

R8.11.6.5 يستند هذا الحكم إلى المبدأ القائل بأنه في حالة وصف طريقتين مختلفتين للحصول على إجابة معينة ، ينبغي ألا يتطلب الكود قيمة أكبر من القيمة الأقل قبولاً. نظراً لتجربة طويلة مرضية مع التصميم وجود العزم استاتيكي مجموع العوامل لا تتجاوز تلك التي قدمها مكافئ (8.10.3.2) ، يعتبر أن هذه القيم مرضية للتصميم إذا تم استيفاء القيود.

R9—BEAMS

R9- الكمرة

R9.1—Scope

R9.1 المجال

R9.1.1 Composite structural steel-concrete beams are not covered in this chapter. Design provisions for such composite beams are covered in AISC 360.

R9.1.1 لا يغطي هذا الفصل الكمرة الخرسانية - الفولاذية المركبة. وتغطي AISC 360 أحكام التصميم لهذه الكمرة المركبة.

R9.2—General

R9.2 العام

CODE الكود

9.2.1.3 Materials, design, and detailing requirements for embedments in concrete shall be in accordance with 20.7.

9.2.1.3 يجب أن تكون المواد والتصميم والتفصيل لمتطلبات الغمر في الخرسانة وفقاً لـ 20.7.

9.2.2 Connection to other members

9.2.2 الاتصال بالأعضاء الأخرى

9.2.2.1 For cast-in-place construction, beam column and slab-column joints shall satisfy Chapter 15.

9.2.2.1 بالنسبة للبناء المصبوب في الموقع ، يجب أن تلبى مفاصل عمود - كمرّة وعمود - بلاطة الفصل 15.

9.2.2.2 For precast construction, connections shall satisfy the force transfer requirements of 16.2.

9.2.2.2 بالنسبة للبناء مسبق الصب ، يجب أن تستوفي الوصلات متطلبات نقل القوة وفقاً لـ 16.2.

9.2.3 Stability

9.2.3 الاستقرار

9.2.3.1 If a beam is not continuously laterally braced, (a) and (b) shall be satisfied: (a) Spacing of lateral bracing shall not exceed 50 times the least width of compression flange or face. (b) Spacing of lateral bracing shall take into account effects of eccentric loads.

9.2.3.1 إذا لم تكن الكمرّة مثبتة جانبيًا بشكل مستمر ، (أ) و (ب) ، يجب استيفائها: (أ) يجب ألا يتجاوز التباعد بين التدعيم الجانبي 50 مرة العرض الأقل لشفة الضغط أو الوجه. (ب) يجب أن يأخذ تباعد التدعيم الجانبي بعين الاعتبار تأثيرات الأحمال الغير مركزية.

COMMENTARY التعليق

R9.2.3 Stability

R9.2.3 الاستقرار

R9.2.3.1 Tests (Hansell and Winter 1959; Sant and Bletzacker 1961) have shown that laterally unbraced reinforced concrete beams, even when very deep and narrow, will not fail prematurely by lateral buckling, provided the beams are loaded without lateral eccentricity that causes torsion.

R9.2.3.1 أثبتت الاختبارات (Hansell and Winter 1959 ؛ Sant and Bletzacker 1961) أن الكمرّة الخرسانية المسلحة غير المدروسة أفقياً ، حتى عندما تكون عميقة وضيقة للغاية ، لن تفشل قبل الأوان من خلال الالتواء الجانبي ، بشرط أن يتم تحميل الأعمدة دون انحراف والكمرات الجانبية بسبب التواء .

Laterally unbraced beams are frequently loaded eccentrically or with slight inclination. Stresses and deformations by such loading become detrimental for narrow, deep beams with long unsupported lengths. Lateral supports spaced closer than 50b may be required for such loading conditions

غالباً ما يتم تحميل الكمرّة غير المترابطة لاحقاً بشكل مركزي أو بميل طفيف . تصبح الضغوطات والتشوهات الناتجة عن عمليات التحميل هذه ضارة للعزم الضيقة العميقة بأطوال طويلة غير مدعومة .قد تكون الركائز الجانبية المتباعدة الأقرب من 50b مطلوبة لظروف التحميل هذه.

CODE الكود

9.2.3.2 In prestressed beams, buckling of thin webs and flanges shall be considered. If there is intermittent contact between prestressed reinforcement and an oversize duct, member buckling between contact points shall be considered.

9.2.3.2 في الكمرات مسبقة الإجهاد ، يجب النظر في أنبعاج الشفة الوسطية والشفة العليا. إذا كان هناك اتصال متقطع بين التسليح مسبقة الإجهاد وقناة كبيرة الحجم، فيجب النظر في أنبعاج العضو بين نقاط الاتصال.

9.2.4 T-beam construction

9.2.4 بناء الكمرة - T

9.2.4.1 In T-beam construction, flange and web concrete shall be placed monolithically or made composite in accordance with 16.4.

9.2.4.1 في بناء الكمرة - T ، يجب وضع الشفة العليا والوسطية الخرسانية بشكل متجانس أو بناء مركب طبقاً لـ 16.4.

9.2.4.2 Effective flange width shall be in accordance with 6.3.2.

9.2.4.2 يجب أن يكون عرض الشفة العليا الفعالة طبقاً للفقرة 6.3.2.

9.2.4.3 For T-beam flanges where the primary flexural slab reinforcement is parallel to the longitudinal axis of the beam, reinforcement in the flange perpendicular to the longitudinal axis of the beam shall be in accordance with 7.5.2.3.

9.2.4.3 بالنسبة للشفة العليا للكمرة - T حيث يكون تسليح أنحناء البلاطة الرئيسي موازياً للمحور الطولي للكمرة ، فإن التسليح في الشفة العليا العمودي على المحور الطولي للكمرة يجب أن يكون وفقاً لـ 7.5.2.3.

9.2.4.4 For torsional design according to 22.7, the overhanging flange width used to calculate A_{cp} , A_g , and p_{cp} shall be in accordance with (a) and (b): (a) The overhanging flange width shall include that portion of slab on each side of the beam extending a distance equal to the projection of the beam above or below the slab, whichever is greater, but not greater than four times the slab thickness. (b) The overhanging flanges shall be neglected in cases where the parameter A_{cp}/p_{cp} for solid sections or A_g/p_{cp} for hollow sections calculated for a beam with flanges is less than that calculated for the same beam ignoring the flanges.

9.2.4.4 فيما يتعلق بالتصميم الانحناء وفقاً لـ 22.7 ، يجب أن يكون عرض الشفة العليا البارزة المستخدم لحساب A_{cp} ، A_g ، و p_{cp} وفقاً لـ (a) و (b): (a) يجب أن يشمل عرض الشفة البارزة ذلك الجزء من البلاطة على كل جانب من جوانب الكمرة يمد مسافة مساوية لإسقاط الكمرة فوق أو أسفل البلاطة ، أيهما أكبر ، ولكن ليس أكبر من أربعة أضعاف سماكة البلاطة. (b) يجب إهمال الشفة البارزة في الحالات التي تكون فيها المحيط A_{cp} / p_{cp} للمقاطع الصلبة أو A_g / p_{cp} للمقاطع المجوفة المحسوبة لكمرة ذات شفة عليا أقل من تلك المحسوبة للكمرة نفسها مهملة الشفة العليا.

COMMENTARY التعليق

R9.2.3.2 In post-tensioned members where the prestressed reinforcement has intermittent contact with an oversize duct, the member can buckle due to the axial prestressing force, as the member can deflect laterally while the prestressed reinforcement does not. If the prestressed reinforcement is in continuous contact with the member being prestressed or is part of an unbonded tendon with the sheathing not excessively larger than the prestressed reinforcement, the prestressing force cannot buckle the member.

R9.2.3.2 في الأعضاء الشد لاحق حيث يكون التسليح السابق للإجهاد متلامساً متقطعاً مع oversize duct ، يمكن للعضو الانحراف بسبب قوة الإجهاد المحوري ، حيث يمكن للعضو أن ينحرف جانبياً بينما لا يعمل التسليح السابق للإجهاد. إذا كان التسليح السابق للإجهاد في اتصال مستمر مع العضو مسبقة الإجهاد أو هو جزء من كابلات شد غير مترابطة مع sheathing ليس أكبر بشكل مفرط من التسليح السابق للإجهاد، لا يمكن للقوة الإجهادية انحراف العضو.

R9.2.4 T-Beam construction

R9.2.4 بناء الكمرة - T

R9.2.4.1 For monolithic or fully composite construction, the beam includes a portion of the slab as flanges.

10-4-1-2 بالنسبة إلى البناء الأحادي أو المركب بالكامل ، تشتمل الكمرة على جزء من البلاطة الشفة العليا .

R9.2.4.3 Refer to R7.5.2.3.

R9.2.4.3 يرجى الرجوع إلى R7.5.2.3.

R9.2.4.4 Two examples of the section to be considered in torsional design are provided in Fig. R9.2.4.4.

4.2.9.4 يتم تقديم مثالين للمقطع الذي سينظر فيه في التصميم للتواء في الشكل R.9.2.4.4.

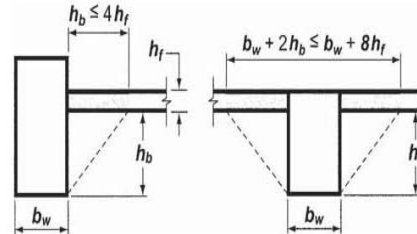


Fig. R9.2.4.4—Examples of the portion of slab to be included with the beam for torsional design.

الشكل - R9.2.4.4. أمثلة لجزء من بلاطة يتم تضمينه مع الكمرة لتصميم التواء.

CODE الكود

9.3—Design limits

9.3 - حدود التصميم

9.3.1 Minimum beam depth

9.3.1 أقل عمق للكمرة

9.3.1.1 For nonprestressed beams not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections, overall beam depth h shall satisfy the limits in Table 9.3.1.1, unless the calculated deflection limits of 9.3.2 are satisfied.

9.3.1.1 بالنسبة للكمرات الغير مسبقة الأجهاد التي لا تدعم أو ترتبط بقطاعات أو بناء آخر يحتمل أن يتضرر بتشوهات كبيرة ، يجب أن يفي العمق الكلي للكمرة بالحدود الموضحة في الجدول 9.3.1.1 ، ما لم يتم استيفاء حدود التشوه المحسوب البالغة 9.3.2.

Table 9.3.1.1—Minimum depth of nonprestressed beams

الجدول 9.3.1.1 – أقل عمق للكمرات الغير مسبقة الأجهاد

Support condition	Minimum $h^{[1]}$
Simply supported	$\ell/16$
One end continuous	$\ell/18.5$
Both ends continuous	$\ell/21$
Cantilever	$\ell/8$

[1] Expressions applicable for normalweight concrete and $f_y = 420$ MPa. For other cases, minimum h shall be modified in accordance with 9.3.1.1.1 through 9.3.1.1.3, as appropriate.

[1] تعبيرات تنطبق على الوزن الخفيف الطبيعي و $f_y = 420$ MPa. بالنسبة للحالات الأخرى، يجب تعديل الحد الأدنى h وفقاً لـ 9.3.1.1.1 حتى 9.3.1.1.3 ، حسب الاقتضاء.

9.3.1.1.1 For f_y other than 420 MPa, the expressions in Table 9.3.1.1 shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

9.3.1.1.1 بالنسبة f_y غير 420 MPa ، يجب ضرب التعبيرات في الجدول 9.3.1.1 $(0.4 + f_y/700)$.

9.3.1.1.2 For nonprestressed beams made of lightweight concrete having w_c in the range of 1440 to 1840 MPa, the expressions in Table 9.3.1.1 shall be multiplied by the greater of (a) and (b): (a) $1.65 - 0.003w_c$
(b) 1.09

9-3-1-1-2 بالنسبة للكمرات الغير مسبقة الأجهاد المصنوع من الخرسانة خفيفة الوزن التي لها w_c في البحر من 1440 to 1840 MPa ، تضرب التعبيرات الواردة في الجدول 9-3-1-1 بأكثر من (أ) و (ب):
 $1.65 - 0.003w_c$ (أ)
(ب) 1.09

9.3.1.1.3 For nonprestressed composite beams made of a combination of lightweight and normalweight concrete, shored during construction, and where the lightweight concrete is in compression, the modifier of 9.3.1.1.2 shall apply.

COMMENTARY التعليق

R9.3—Design limits

R9.3 - حدود التصميم

R9.3.1 Minimum beam depth

R9.3.1 أقل عمق للكمرة

R9.3.1.1 For application of this provision to composite concrete beams, refer to R9.3.2.2.

1.1.1 R 9 لتطبيق هذا الحكم على الكمرات الخرسانية المركبة ، يرجى الرجوع إلى التوصية R.9.3.2.2.

R9.3.1.1.1 The modification for f_y is approximate, but should provide conservative results for typical reinforcement ratios and for values of f_y between 280 and 550 MPa.

R9.3.1.1.1 يعد التعديل الخاص f_y تقريباً تقديرياً ، ولكن يجب أن يوفر نتائج متحفظة لنسب التسليح المعتادة وتكون قيمتها بين 280 و 550 MPa

R9.3.1.1.2 The modification for lightweight concrete is based on the results and discussions in ACI 213R. No correction is given for concretes with w_c greater than 1840 kg/m^3 because the correction term would be close to unity in this range.

R9.3.1.1.2 يستند تعديل الخرسانة خفيفة الوزن إلى النتائج والمناقشات في ACI 213R. لا يوجد تصحيح للخرسانة مع w_c أكبر من 1840 kg/m^3 لأن مصطلح التصحيح سيكون قريب من الوحدة في هذا النطاق.

CODE الكود

9.3.1.1.3 بالنسبة للكمرات المركبة الغير مسبقة الأجهاد ، مصنوعة من مزيج من الخرسانة الخفيفة والوزن الطبيعي ، يتم تخفيضها أثناء الإنشاء ، وعندما تكون الخرسانة الخفيفة في حالة ضغط ، ينبغي تطبيق التعديل 9.3.1.1.2.

9.3.1.2 The thickness of a concrete floor finish shall be permitted to be included in h if it is placed monolithically with the beam or if the floor finish is designed to be composite with the beam in accordance with 16.4.

9.3.1.2 يسمح بأدخال سمك الأرضية النهائي الخرسانة في h إذا تم وضعه متكاملًا مع الكمرات أو إذا كان الأرضية النهائية مصممة مركبة مع الكمرات وفقًا لـ 16.4.

9.3.2 Calculated deflection limits

9.3.2 حدود التشوه المحسوب

9.3.2.1 For nonprestressed beams not satisfying 9.3.1 and for prestressed beams, immediate and time-dependent deflections shall be calculated in accordance with 24.2 and shall not exceed the limits in 24.2.2.

9-3-2-1 بالنسبة للكمرات الغير مسبقة الأجهاد والتي لا تستوفي 9.3.1 وللكمرات مسبقة الإجهاد ، تحسب التشوهات الفورية والمستمرة حسب الوقت طبقاً لـ 24.2 ولا تتجاوز الحدود الواردة في 24.2.2.

9.3.2.2 For nonprestressed composite concrete beams satisfying 9.3.1, deflections occurring after the member becomes composite need not be calculated. Deflections occurring before the member becomes composite shall be investigated unless the precomposite depth also satisfies 9.3.1.

9.3.2.2 بالنسبة للكمرات الخرسانية المركبة الغير مسبقة الأجهاد التي تستوفي 9.3.1 ، لا يجب حساب التشوهات التي تحدث بعد أن يصبح العضو مركباً. يتم التحقق من التشوهات التي تحدث قبل أن يصبح العضو مركباً ما لم يكن عمق ما قبل التركيب أيضاً مستوفياً 9.3.1.

COMMENTARY التعليق

R9.3.2 Calculated deflection limits

R9.3.2 حدود التشوه المحسوبة

R9.3.2.2 The limits in Table 9.3.1.1 apply to the entire depth of nonprestressed composite beams shored during construction so that, after removal of temporary supports, the dead load is resisted by the full composite section.

9.3.2.2 R9.3.2.2 تطبيق الحدود الواردة في الجدول 9.3.1.1 على كامل عمق الكمرات المركبة الغير مسبقة الأجهاد أثناء البناء بحيث ، بعد إزالة الركائز المؤقتة ، يتم مقاومة الحمل الميت من خلال المقطع المركب الكامل .

In unshored construction, the beam depth of concern depends on if the deflection being considered occurs before or after the attainment of effective composite action. Additional deflections due to excessive creep and shrinkage caused by premature loading should be considered. This is especially important at early ages when the moisture content is high and the strength is low.

، يعتمد عمق الكمرات الطرفية على ما إذا كان التشوه الجاري النظر يحدث قبل أو بعد تحقيق إجراء التركيب الفعال. وينبغي النظر في تشوهات إضافية بسبب الزحف الزائد والانكماش الناجم عن التحميل المبكر. هذا هو على وجه الخصوص مهم في الأعمار المبكرة عندما يكون محتوى الرطوبة مرتفعاً والقوة منخفضة .

The transfer of horizontal shear by direct bond is important if excessive deflection from slippage is to be prevented. Shear keys provide a means of transferring shear but will not be engaged until slippage occurs.

يعتبر نقل القص الأفقي بواسطة الوصلات المباشرة أمراً مهماً إذا كان يجب منع الانحراف المفرط عن الانزلاق. تتوفر مفاتيح القص وسيلة لنقل القص ولكن لن تتشغل حتى يحدث انزلاق.

CODE الكود

9.3.3 Reinforcement strain limit in nonprestressed beams

9.3.3 حد أنفعال حديد التسليح في الكمرات الغير مسبقة الاجهاد

9.3.3.1 For nonprestressed beams with $P_u < 0.10f_c' A_g$, ϵ_t shall be at least 0.004.

9.3.3.1 بالنسبة الكمرات الغير مسبقة الاجهاد مع $P_u < 0.10f_c' A_g$ ، يجب أن يكون 0.004 على الأقل.

9.3.4 Stress limits in prestressed beams

9.3.4 حدود الإجهاد في الكمرات مسبقة الاجهاد

9.3.4.1 Prestressed beams shall be classified as Class U, T, or C in accordance with 24.5.2.

9.3.4.1 تصنف الكمرات مسبقة الاجهاد على أنها فئة U أو T أو C طبقاً لـ 24.5.2.

9.3.4.2 Stresses in prestressed beams immediately after transfer and at service loads shall not exceed permissible stresses in 24.5.3 and 24.5.4.

9.3.4.2 يجب ألا تزيد الاجهادات في الكمرات مسبقة الاجهاد مباشرة بعد النقل وفي أحمال الخدمة عن الإجهادات المسموح بها في 24.5.3 و 24.5.4.

9.4—Required strength

9.4 - المقاومة المطلوبة

9.4.1 General

9.4.1 عام

9.4.1.1 Required strength shall be calculated in accordance with the factored load combinations in Chapter 5.

9.4.1.1 تحسب المقاومة المطلوبة وفقاً لتراكيب الحمل المصعد في الفصل 5.

9.4.1.2 Required strength shall be calculated in accordance with the analysis procedures in Chapter 6.

9.4.1.2 تحسب المقاومة المطلوبة وفقاً لإجراءات التحليل الواردة في الفصل 6.

9.4.1.3 For prestressed beams, effects of reactions induced by prestressing shall be considered in accordance with 5.3.11.

9.4.1.3 بالنسبة للكمرات مسبقة الاجهاد ، يجب اعتبار ردود الافعال الناتجة عن مسبقة الاجهاد طبقاً للمادة 5.3.11.

9.4.2 Factored moment

9.4.2 العزم المصعد

9.4.2.1 For beams built integrally with supports, M_u at the support shall be permitted to be calculated at the face of support.

COMMENTARY التعليق

R9.3.3 Reinforcement strain limit in nonprestressed beams

R9.3.3 حد انفعال التسليح في الكمرة الغير مسبقة الاجهاد

R9.3.3.1 The effect of this limitation is to restrict the reinforcement ratio in nonprestressed beams to mitigate brittle flexural behavior in case of an overload. This limitation does not apply to prestressed beams

R9.3.3.1 تأثير هذا القيد هو تقييد نسبة التسليح في الكمرة غير مسبقة الاجهاد للتخفيف من سلوك الانحناء الهش في حالة الحمل الزائد. لا ينطبق هذا القيد على الكمرة المسبقة الإجهاد

R9.4—Required strength

R9.4 - المقاومة المطلوبة

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

9.4.3 Factored shear

9.4.3 القص المصعد

9.4.3.1 For beams built integrally with supports, V_u at the support shall be permitted to be calculated at the face of support.

9.4.3.1 بالنسبة للكمرات المبنية بشكل متكامل مع الركانز، يُسمح بحساب V_u في الركيزة عند وجه الركيزة.

9.4.3.2 Sections between the face of support and a critical section located d from the face of support for nonprestressed beams and $h/2$ from the face of support for prestressed beams shall be permitted to be designed for V_u at that critical section if (a) through (c) are satisfied: (a) Support reaction, in direction of applied shear, introduces compression into the end region of the beam (b) Loads are applied at or near the top surface of the beam (c) No concentrated load occurs between the face of support and critical section

9.4.3.2 يُسمح بتصميم المقاطع بين وجه الركيزة والمقطع الحرج الواقع في d من وجه الركيزة للكمرات الغير مسبقة الاجهاد و $h/2$ من وجه الركيزة للكمرات مسبقة الاجهاد ، وذلك بالنسبة إلى V_u في هذا المقطع الحرج إذا كانت (أ) من خلال (ج) مستوفيه: (أ) رد فعل الركيزة ، في اتجاه القص المطبق ، يدخل الضغط في المنطقة النهائية للكمرة (ب) يتم تطبيق الأحمال عند أو بالقرب من السطح العلوي للكمرة (ج) لا يوجد حمل مركّز يحدث بين وجه الركيزة والمقطع الحرج.

R9.4.3 Factored shear

R9.4.3 القص المصعد

R9.4.3.2 The closest inclined crack to the support of the beam in Fig. R9.4.3.2a will extend upward from the face of the support reaching the compression zone approximately d from the face of the support. If loads are applied to the top of the beam, the stirrups across this crack need only resist the shear force due to loads acting beyond d (right free body in Fig. R9.4.3.2a). The loads applied to the beam between the face of the support and the point d away from the face are transferred directly to the support by compression in the web above the crack. Accordingly, the Code permits design for a maximum factored shear V_u at a distance d from the support for nonprestressed beams and at a distance $h/2$ for prestressed beams.

R9.4.3.2a سيتمدد أقرب شق مائل إلى دعامة الكمرة في الشكل R.4.4.3.2a صعوداً من وجه الركيزة الذي يصل إلى منطقة الانضغاط d تقريباً من وجه الركيزة. إذا تم تطبيق الأحمال على الجزء العلوي من الكمره ، فإن الكانات عبر هذا التشقق تحتاج فقط إلى مقاومة قوة القص بسبب الأحمال التي تتصرف إلى ما بعد d الجسم الحر الأيمن في الشكل (R.4.4.3.2a). يتم نقل الأحمال المطبقة على الكمرة بين وجه الركيزة والنقطة d بعيداً عن الوجه مباشرة إلى الركيزة عن طريق الضغط في الشفة الوسطية فوق التشقق.

وبناءً على ذلك، تسمح الكود بالتصميم للحصول على أقصى حد من القص المحسوب V_u على مسافة d من دعم الكمرة غير المسببة للاحتكاك وعلى مسافة $h/2$ للكمرة المسبقة الاجهاد. في الشكل R.3.4.3.2b، تظهر الأحمال تعمل بالقرب من قاع الكمره. في هذه الحالة، يتم أخذ المقطع الحرج في وجهه الركيزة.

In Fig. R9.4.3.2b, loads are shown acting near the bottom of a beam. In this case, the critical section is taken at the face of the support.

الاحمال المعروضة القريبة من القاع في الكمره . في هذه الحالة يكون المقطع الحرج المأخوذ هو من وجه الركيزة .

Loads acting near the support should be transferred across the inclined crack extending upward from the support face. The shear force acting on the critical section should include all loads applied below the potential inclined crack.

وينبغي نقل الحملات التي تعمل بالقرب من الركيزة عبر التشقق المائل الممتد صعوداً من وجه الركيزة. يجب أن تتضمن قوة القص العاملة في المقطع الحرج جميع الأحمال المطبقة دون التشقق المائل المحتمل

Typical support conditions where the shear force at a distance d from the support may be used include: (a) Beams supported by bearing at the bottom of the beam, such as shown in Fig. R9.4.3.2(c) (b) Beams framing monolithically into a column, as illustrated in Fig. R9.4.3.2(d)

Typical support conditions where the critical section is taken at the face of support include: (a) Beams framing into a supporting member in tension, such as shown in Fig. R9.4.3.2(e). Shear within the connection should also be investigated and special corner reinforcement should be provided. (b) Beams for which loads are not applied at or near the top, as previously discussed and as shown in Fig. R9.4.3.2b. (c) Beams loaded such that the shear at sections between the support and a distance d from the support differs radically from the shear at distance d . This commonly occurs in brackets and in beams where a concentrated load is located close to the support, as shown in Fig. R9.4.3.2(f).

. وتشمل شروط الركيزة النموذجية التي تستخدم فيها قوة القص على مسافة d من المساندة ما يلي:

(أ) الكمرة التي يدعمها الحمل في قاع الكمره ، كما هو موضح في الشكل (b) R.9.4.3.2 تأطير الكمرة بشكل متجانس في عمود ، كما هو موضح في الشكل

(د) R.3.4.3.2 وتشمل حالات الركيزة النموذجية التي يؤخذ فيها المقطع الحرج في مواجهة الركيزة ما يلي: (أ) تأطير الكمرة إلى عضو داعم في الشد ، كما هو موضح في الشكل (e) R.4.4.3.2 وينبغي أيضا التحقق في القص داخل المفاصل وينبغي توفير تسليح الزاوية الخاصة. (ب) الكمرة التي لا تنطبق عليها الأحمال عند القمة أو بالقرب منها، كما سبق مناقشته وكما هو موضح في الشكل R.4.4.3.2b (ج) الكمرة المحملة بحيث يختلف القص في الأجزاء بين الركيزة والمسافة d عن الركيزة اختلافا جذريا عن القص عند المسافة d . يحدث هذا عادة بين قوسين وفي الكمرة حيث يقع الحمل المركز بالقرب من الركيزة ، كما هو موضح في الشكل. R.4.4.3.2 (f)

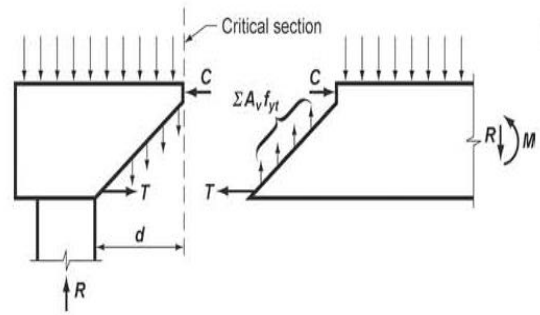


Fig. R9.4.3.2a Free body diagrams of the end of a beam.

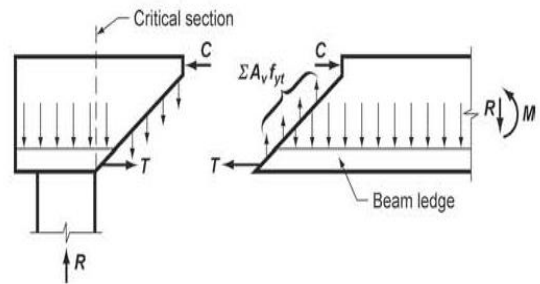


Fig. R9.4.3.2b Location of critical section for shear in a beam loaded near bottom.

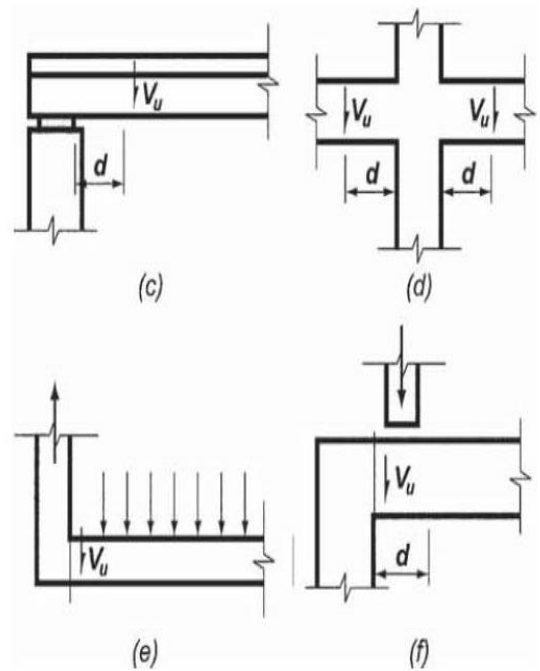


Fig. R9.4.3.2(c), (d), (e), (f)—Typical support conditions for locating factored shear force V_u .

الشكل 2-3-4-4 (ج) و (د) و (هـ) و (و) - شروط الركيزة النموذجية لتحديد موقع قوة القص المحسوبة V_u .

CODE الكود

9.4.4 Factored torsion

9.4.4 الالتواء المصعد

9.4.4.1 Unless determined by a more detailed analysis, it shall be permitted to take the torsional loading from a slab as uniformly distributed along the beam.

9.4.9.1 ما لم يتم تحديده من خلال تحليل أكثر تفصيلاً ، يجب أن يسمح بالتحميل الالتواء من البلاطة كما هو موزعة بانتظام على طول الكمرات.

9.4.4.2 For beams built integrally with supports, T_u at the support shall be permitted to be calculated at the face of support.

9-4-4-2 بالنسبة للكمات المبنية بشكل متكامل مع الركائز ، يُسمح بحساب T_u في الركيزة عند وجه الركيزة.

9.4.4.3 Sections between the face of support and a critical section located d from the face of support for nonprestressed beams or $h/2$ from the face of support for prestressed beams shall be permitted to be designed for T_u at that critical section unless a concentrated torsional moment occurs within this distance. In that case, the critical section shall be taken at the face of the support.

9.4.4.3 بين وجه الركيزة والمقطع الحرج الواقع في d من وجه الركيزة للكمات الغير مسبقة الاجهاد و $h / 2$ من وجه الركيزة للكمات مسبقة الإجهاد ، وذلك بالنسبة إلى T_u في هذا المقطع الحرج ما لم يكن عزم الالتواء مركزاً يحدث داخل هذه المسافة .في هذه الحالة، يجب اتخاذ المقطع الحرج عند وجه الركيزة.

9.4.4.4 It shall be permitted to reduce T_u in accordance with 22.7.3.

9.4.4.4 يسمح للتخفيض من T_u وفقاً 22.7.3.

9.5—Design strength

9.5 - المقاومة التصميمية

9.5.1 General

9.5.1 عام

9.5.1.1 For each applicable factored load combination, design strength at all sections shall satisfy $\phi S_n \geq U$ including (a) through (d). Interaction between load effects shall be considered.

9.5.1.1 بالنسبة لكل تركيبة حمولة مصعدة معمول بها ، يجب أن تستوفي المقاومة التصميمية لكل المقاطع $\phi S_n \geq U$ بما في ذلك (أ) إلى (د). يجب النظر في التفاعل بين تأثيرات الحمولة.

- (a) $\phi M_n \geq M_u$
- (b) $\phi V_n \geq V_u$
- (c) $\phi T_n \geq T_u$
- (d) $\phi P_n \geq P_u$

COMMENTARY التعليق

R9.4.4 Factored torsion

R4.4.4 الالتواء المصعد

R9.5—Design strength

R9.5 - المقاومة التصميمية

R9.5.1 General

R9.5.1 عام

R9.5.1.1 The design conditions 9.5.1.1(a) through (d) list the typical forces and moments that need to be considered. However, the general condition $\phi S_n \geq U$ indicates that all forces and moments that are relevant for a given structure need to be considered.

9-5-1-1 تُدرج شروط التصميم من 9-5-1-1 (أ) إلى (د) القوى والحالات النموذجية التي يتعين النظر فيها. ومع ذلك، فإن الحالة العامة $\phi S_n \geq U$ تشير إلى أن جميع القوى و العزم ذات الصلة في المنشأ تحتاج إلى النظر فيها.

CODE

الكود

9.5.1.2 ϕ shall be determined in accordance with 21.2.

9.5.1.2 ϕ يجب أن يتم تحديد وفقاً لـ 21.2.

9.5.2 Moment

9.5.2 العزم

9.5.2.1 If $P_u < 0.10f_c' A_g$, Mn shall be calculated in accordance with 22.3.

9.5.2.1 إذا كانت $P_u < 0.10f_c' A_g$ ، فيجب حساب Mn وفقاً لـ 22.3.

9.5.2.2 If $P_u \geq 0.10f_c' A_g$, Mn shall be calculated in accordance with 22.4.

9.5.2.2 إذا كانت $P_u \geq 0.10f_c' A_g$ ، فيجب حساب Mn وفقاً لـ 22.4.

9.5.2.3 For prestressed beams, external tendons shall be considered as unbonded tendons in calculating flexural strength, unless the external tendons are effectively bonded to the concrete along the entire length.

9-5-2-3 بالنسبة للكمرات مسبقة الإجهاد ، يجب اعتبار كابلات الشد الخارجية ككابلات غير مترابطة في حساب مقاومة الانحناء ، ما لم يتم ربط الكابلات الخارجية فعلياً بالخرسانة على كامل الطول.

9.5.3 Shear

9.5.3 القص

9.5.3.1 V_n shall be calculated in accordance with 22.5.

9.5.3.1 V_n تحسب وفقاً لـ 22.5.

9.5.3.2 For composite concrete beams, horizontal shear strength V_{nh} shall be calculated in accordance with 16.4.

9.5.3.2 بالنسبة للكمرات الخرسانية المركبة ، يتم حساب قوة القص الأفقي V_{nh} وفقاً لـ 16.4.

9.5.4 Torsion

9.5.4 الالتواء

9.5.4.1 If $T_u < \phi T_{th}$, where T_{th} is given in 22.7, it shall be permitted to neglect torsional effects. The minimum reinforcement requirements of 9.6.4 and the detailing requirements of 9.7.5 and 9.7.6.3 need not be satisfied.

9.5.4.1 إذا كان $T_u < \phi T_{th}$ ، حيث يتم إعطاء T_{th} في 22.7 ، فإنه يسمح له إهمال التأثيرات الالتوائية. الحد الأدنى لمتطلبات التسليح 9.6.4 ومتطلبات التفصيل من 9.7.5 و 9.7.6.3 لا تحتاج إلى الاستيفاء بها.

9.5.4.2 T_n shall be calculated in accordance with 22.7.

9.5.4.2 T_n تحسب وفقاً لـ 22.7.

COMMENTARY

التعليق

R9.5.2 Moment

R9.5.2 العزم

R9.5.2.2 Beams resisting significant axial forces require consideration of the combined effects of axial forces and moments. These beams are not required to satisfy the provisions of Chapter 10, but are required to satisfy the additional requirements for ties or spirals defined in Table 22.4.2.1. For slender beams with significant axial loads, consideration should be given to slenderness effects as required for columns in 6.2.6.

R9.5.2.2 تتطلب الكمرة المقاومة لقوى محورية كبيرة النظر في التأثيرات المجمعة للقوى والعزوم المحورية. هذه الكمرة ليست مطلوبة للوفاء بأحكام الفصل 10 ، ولكنها مطلوبة لتلبية المتطلبات الإضافية للعلاقات أو الحلزون المحددة في الجدول 22.4.2.1. بالنسبة إلى الكمرة النحيفة ذات الأحمال المحورية الكبيرة، يجب مراعاة التأثيرات النحافة كما هو مطلوب للأعمدة في 6.2.6.

R9.5.4 Torsion

R9.5.4 التواء

CODE الكود

9.5.4.3 Longitudinal and transverse reinforcement required for torsion shall be added to that required for the V_u , M_u , and P_u that act in combination with the torsion.

9.5.4.3 يتم إضافة التسليح الطولي والعرضي المطلوب للالتواء إلى ما هو مطلوب من أجل V_u و M_u و P_u الذي يعمل في التركيبة مع الالتواء.

COMMENTARY التعليق

R9.5.4.3 The requirements for torsional reinforcement and shear reinforcement are added and stirrups are provided to supply at least the total amount required. Because the reinforcement area A_v for shear is defined in terms of all the legs of a given stirrup while the reinforcement area A_t for torsion is defined in terms of one leg only, the addition of transverse reinforcement area is calculated as follows:

R 9.5.4.3 تضاف متطلبات تسليح الالتواء وتسليح القص ، ويتم توفير كانات لتوفير ما لا يقل عن الكمية الإجمالي المطلوب . لأن مساحة التسليح A_v للقص معرفة من حيث جميع ساق الكانات المعطى بينما يتم تحديد مساحة التسليح عند التواء من حيث كانات ذات ساق الواحد فقط، يتم حساب إضافة مساحة التسليح العرضي على النحو التالي:

$$\text{Total} \left(\frac{A_{v+t}}{s} \right) = \frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s} \quad (\text{R9.5.4.3})$$

If a stirrup group has more than two legs for shear, only the legs adjacent to the sides of the beam are included in this summation because the inner legs would be ineffective for resisting torsion. The longitudinal reinforcement required for torsion is added at each section to the longitudinal reinforcement required for bending moment that acts concurrently with the torsion. The longitudinal reinforcement is then chosen for this sum, but should not be less than the amount required for the maximum bending moment at that section if this exceeds the moment acting concurrently with the torsion.

إذا كان لدى مجموعة الكانات أكثر من ساقين للقص، يتم تضمين الساقين المتجاورتين لجانب الكمر فقط في هذا الجمع لأن الساق الداخلية ستكون غير فعالة لمقاومة التواء. تتم إضافة التسليح الطولي المطلوب للالتواء في كل مقطع إلى التسليح الطولي المطلوب لعزم الانحناء التي تعمل بالتزامن مع الالتواء. ثم يتم اختيار التسليح الطولي لهذا المجموع، ولكن لا ينبغي أن يكون أقل من الكمية المطلوب من أجل أقصى عزم انحناء في هذا المقطع إذا كان ذلك يتجاوز العزم التي تتصرف بالتزامن مع الالتواء.

If the maximum bending moment occurs at one section, such as midspan, while the maximum torsional moment occurs at another, such as the face of the support, the total longitudinal reinforcement required may be less than that obtained by adding the maximum flexural reinforcement, plus the maximum torsional reinforcement. In such a case, the required longitudinal reinforcement is evaluated at several locations.

إذا حدثت العزم القصوى للثني في مقطع واحد، مثل، وسط البحر ، في حين أن الحد الأقصى لعزم الالتوائية يحدث في مكان آخر ، مثل وجه الركيزة ، قد يكون إجمالي التسليح ذا لطولي المطلوب أقل من ذلك الذي تم الحصول عليه بإضافة الحد الأقصى من تسليح الانحناء ، زائد أقصى تسليح الالتواء. في مثل هذه الحالة، يتم تقييم التسليح الطولي المطلوب في عدة مواقع.

CODE الكود

9.5.4.4 For prestressed beams, the total area of longitudinal reinforcement, A_s and A_{ps} , at each section shall be designed to resist M_u at that section, plus an additional concentric longitudinal tensile force equal to A_{lfy} , based on T_u at that section.

9-5-4-4 بالنسبة للكمرات مسبقة الإجهاد ، يجب تصميم المساحة الكلية للتسليح الطولي ، A_s و A_{ps} ، في كل مقطع لمقاومة M_u في ذلك المقطع ، بالإضافة إلى قوة شد طولية مركزية إضافية مساوية لـ A_{lfy} ، بناءً على T_u في ذلك المقطع.

9.5.4.5 It shall be permitted to reduce the area of longitudinal torsional reinforcement in the flexural compression zone by an amount equal to $M_u/(0.9df_y)$, where M_u occurs simultaneously with T_u at that section, except that the longitudinal reinforcement area shall not be less than the minimum required in 9.6.4.

9.5.4.5 يجب السماح بتخفيض مساحة تسليح الالتواء الطولي في منطقة انحناء الضغط بمقدار يساوي $M_u / (0.9df_y)$ ، حيث يحدث M_u في نفس الوقت مع T_u في ذلك المقطع ، باستثناء أن مساحة التسليح الطولية لا يكون أقل من الحد الأدنى المطلوب في 9.6.4.

COMMENTARY التعليق

R9.5.4.4 Torsion causes an axial tensile force in the longitudinal reinforcement balanced by the force in the diagonal concrete compression struts. In a nonprestressed beam, the tensile force must be resisted by longitudinal reinforcement having an axial tensile strength of A_{lfy} . This reinforcement is in addition to the required flexural reinforcement and is distributed uniformly inside and around the perimeter of the closed transverse reinforcement so that the resultant of A_{lfy} acts along the axis of the member.

R9.5.4.4 يسبب التواء قوة شد محورية في التسليح الطولي متوازنة بالقوة في دعائم ضغط الخرسانة القطرية. في كمرة غير مسبقة الإجهاد، يجب مقاومة قوة الشد عن طريق تسليح طولية لها قوة شد محورية من A_{lfy} . هذا التسليح هو بالإضافة إلى التسليح الانحنائي المطلوب ويتم توزيعه بشكل منتظم داخل وحول محيط التسليح العرضي المغلق بحيث يكون ناتج A_{lfy} يعمل على طول محور العنصر .

In a prestressed beam, the same approach (providing additional reinforcing bars with strength A_{lfy}) may be followed, or overstrength of the prestressed reinforcement can be used to resist some of the axial force A_{lfy} . The stress in the prestressed reinforcement at nominal strength will be between f_{se} and f_{ps} . A portion of the A_{lfy} force can be resisted by a force of $A_{ps}\Delta f_{pt}$ in the prestressed reinforcement, where Δf_{pt} is the difference between the stress that can be developed in the strand at the section under consideration and the stress required to resist the bending moment at this section, M_u .

في الكمرة المسبقة الإجهاد، يمكن اتباع نفس النهج (توفير قضبان تسليح إضافية مع قوة A_{lfy})، أو يمكن استخدام المقاومة الزائدة للتسليح المسبق لمقاومة بعض القوة المحورية A_{lfy} . سيكون الإجهاد في التسليح السابق الإجهاد عند القوة الاسمية بين f_{se} و f_{ps} . يمكن مقاومة جزء من قوة A_{lfy} بواسطة قوة من $A_{ps}\Delta f_{pt}$ في تسليح مسبق الإجهاد، حيث Δf_{pt} هو الفرق بين الإجهاد الذي يمكن تطويره في المقطع قيد الاهتمام والإجهاد المطلوب لمقاومة عزم الانحناء في هذا المقطع ، M_u .

The stress required to resist the bending moment can be calculated as $M_u/(\phi 0.9dp_{ps})$. For pretensioned strands, the stress that can be developed near the free end of the strand can be calculated using the procedure illustrated in Fig. R25.4.8.3.

يمكن حساب الإجهاد المطلوب لمقاومة عزم الانحناء كـ $M_u / (\phi 0.9dp_{ps})$ بالنسبة للفروع المضاعفة، يمكن حساب الإجهاد الذي يمكن تطويره بالقرب من الطرف الحر للكابل باستخدام الإجراء الموضح في الشكل R.4.4.8.3.

R9.5.4.5 The longitudinal tension due to torsion is offset in part by the compression in the flexural compression zone, allowing a reduction in the longitudinal torsional reinforcement required in the compression zone.

R9.5.4.5 يقابل الشد الطولي الناتج عن الالتواء جزئياً بالضغط في منطقة الانضغاط الانحناء ، مما يسمح بتخفيض في تسليح الانحناء الطولي المطلوب في منطقة الانضغاط.

CODE الكود

9.5.4.6 For solid sections with an aspect ratio $h/bt \geq 3$, it shall be permitted to use an alternative design procedure, provided the adequacy of the procedure has been shown by analysis and substantial agreement with results of comprehensive tests. The minimum reinforcement requirements of 9.6.4 need not be satisfied, but the detailing requirements of 9.7.5 and 9.7.6.3 apply.

9.5.4.6 بالنسبة للمقاطع الصلبة ذات نسبة العرض إلى الارتفاع $h/bt \geq 3$ ، يجب أن يسمح باستخدام إجراء تصميمي بديل، بشرط أن يظهر كفاءة الإجراء عن طريق التحليل والاتفاق الجوهري مع نتائج الاختبارات الشاملة. يجب عدم استيفاء الحد الأدنى لمتطلبات التسليح 9.6.4، ولكن متطلبات التفصيل الخاصة بـ 9.7.5 و 9.7.6.3 تطبق.

9.5.4.7 For solid precast sections with an aspect ratio $h/bt \geq 4.5$, it shall be permitted to use an alternative design procedure and open web reinforcement, provided the adequacy of the procedure and reinforcement have been shown by analysis and substantial agreement with results of comprehensive tests. The minimum reinforcement requirements of 9.6.4 and detailing requirements of 9.7.5 and 9.7.6.3 need not be satisfied.

9.5.4.7 بالنسبة للمقاطع الخرسانية الصلبة ذات نسبة العرض إلى الارتفاع $h/bt \geq 4.5$ ، يجب أن يسمح باستخدام إجراء تصميمي بديل وتسليح الشفة الوسطية المفتوحة، بشرط أن يكون الإجراء الكافي والتسليح قد تم إظهارها من خلال التحليل والاتفاق الجوهري مع النتائج من الاختبارات الشاملة. الحد الأدنى لمتطلبات التسليح 9.6.4 وتفاصيل متطلبات 9.7.5 و 9.7.6.3 لا تحتاج إلى الاستيفاء بها.

9.6—Reinforcement limits

9.6 - حدود التسليح

9.6.1 Minimum flexural reinforcement in nonprestressed beams

9.6.1 الحد الأدنى لتسليح الانحناء في الكمرات الغير مسبقة الاجهاد

COMMENTARY التعليق

R9.5.4.6 An example of an alternative design that satisfies this provision can be found in Zia and Hsu (2004), which has been extensively and successfully used for design of precast, prestressed concrete spandrel beams with $h/bt \geq 3$ and closed stirrups. The seventh edition of the PCI Design Handbook (PCI MNL-120) describes the procedure of Zia and Hsu (2004). This procedure was experimentally verified by the tests described in Klein (1986).

R9.5.4.6 يمكن العثور على مثال لتصميم بديل يرضي هذا الحكم في Zia و Hsu (2004)، اللذان تم استخدامهما على نطاق واسع وبنجاح لتصميم الكمرات الخرسانية مسبقة الصب و سابقة الإجهاد مسبقة الإجهاد مع كمرات دائرية و $h/bt \geq 3$ والكانات . المغلفة تصف الطبعة السابعة لكتيب تصميم (PCI MNL-120) إجراء Zia و Hsu (2004). تم التحقق من هذا الإجراء تجريبيا من خلال الاختبارات الموضحة في كلاين (1986).

R9.5.4.7 The experimental results described in Lucier et al. (2011a) demonstrate that properly designed open web reinforcement is a safe and effective alternative to traditional closed stirrups for precast spandrels with $h/bt \geq 4.5$. Lucier et al. (2011b) presents a design procedure that satisfies this provision for slender spandrels and describes the limited conditions to which the procedure applies.

R9.5.4.7 النتائج التجريبية الموصوفة في Lucier et al. (2011 أ) أثبتت أن تسليح الشفة الوسطية المفتوح المصمم بشكل صحيح هو بديل آمن وفعال للكانات المغلفة التقليدية للخرسانة المسبقة الصب مع $h/bt \geq 4.5$. لوسير وآخرون (2011ب). يقدم إجراء التصميم الذي يلبي هذا الحكم للنحافة ويصف الشروط المحدودة التي ينطبق عليها الإجراء.

R9.6—Reinforcement limits

R9.6—حدود التسليح

R9.6.1 Minimum flexural reinforcement in nonprestressed beams

R9.6.1 الحد الأدنى من تسليح الانحناء في الكمرات الغير مسبقة الاجهاد

CODE الكود

9.6.1.1 A minimum area of flexural reinforcement, $A_{s,min}$, shall be provided at every section where tension reinforcement is required by analysis.

9.6.1.1 يجب توفير أقل مساحة لتسليح الانحناء ، $A_{s,min}$ ، في كل مقطع حيث يتطلب تسليح الشد بواسطة التحليل.

9.6.1.2 $A_{s,min}$ shall be the greater of (a) and (b), except as provided in 9.6.1.3. For a statically determinate beam with a flange in tension, the value of b_w shall be the lesser of b_f and $2b_w$.

9.6.1.2 $A_{s,min}$ ، يجب أن يكون الحد الأدنى من (أ) و (ب) ، باستثناء ما هو منصوص عليه في 9.6.1.3. بالنسبة للكمرة المحددة أستانتيكي مع الشفة العليا في الشد ، تكون قيمة b_w أقل من b_f و $2b_w$.

$$(a) \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$(b) \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

9.6.1.3 If A_s provided at every section is at least one-third greater than A_s required by analysis, 9.6.1.1 and 9.6.1.2 need not be satisfied.

9.6.1.3 إذا كان قد تم توفير A_s في كل مقطع على الأقل بمقدار الثلث أكبر مما هو مطلوب في التحليل ، فلا حاجة إلى تحقيق 9.6.1.2 و 1.6.1.6.

9.6.2 Minimum flexural reinforcement in prestressed beams

COMMENTARY التعليق

R9.6.1.1 This provision is intended to result in flexural strength exceeding the cracking strength by a margin. The objective is to produce a beam that will be able to sustain loading after the onset of flexural cracking, with visible cracking and deflection, thereby warning of possible overload. Beams with less reinforcement may sustain sudden failure with the onset of flexural cracking. In practice, this provision only controls reinforcement design for beams which, for architectural or other reasons, are larger in cross section than required for strength. With a small amount of tension reinforcement required for strength, the calculated moment strength of a reinforced concrete section using cracked section analysis becomes less than that of the corresponding unreinforced concrete section calculated from its modulus of rupture. Failure in such a case could occur at first cracking and without warning. To prevent such a failure, a minimum amount of tension reinforcement is required in both positive and negative moment regions.

9.6.1.1 R9 يهدف هذا المخصص إلى زيادة مقاومة الشد التي تتجاوز مقاومة التشقق بالهامش. الهدف هو إنتاج الكمرة قادرة على تحمل الاحمال بعد بداية التشقق الانحناء، مع تشقق وانحراف مرني، مما يحذر من الحمل الزائد. الكمرة مع تسليح أقل قد تحافظ على الفشل المفاجئ مع بداية التشقق الانحناء. وعملياً، لا يسيطر هذا الحكم إلا على تصميم التسليح للكمرات التي تكون ، لأسباب معمارية أو لأسباب أخرى ، أكبر في المقطع العرضي عن المقاومة المطلوبة. مع وجود كمية صغيرة من تسليح الشد المطلوبة للمقاومة، تصبح شدة العزم المحسوبة لمقطع الخرسانة المسلحة باستخدام تحليل المقطع المشقوق أقل من قسم الخرسانة المماثلة غير المحسوبة من معامل التمزق. الفشل في مثل هذه الحالة يمكن أن يحدث في أول تشقق ودون سابق إنذار. لمنع مثل هذا الفشل، هناك حاجة إلى الحد الأدنى من تسليح الشد في مناطق العزم الإيجابية والسلبية.

R9.6.1.2 If the flange of a section is in tension, the amount of tension reinforcement needed to make the strength of the reinforced section equal that of the unreinforced section is approximately twice that for a rectangular section or that of a flanged section with the flange in compression. A greater amount of minimum tension reinforcement is particularly necessary in cantilevers and other statically determinate beams where there is no possibility for redistribution of moments.

9.6.1.2 R9 إذا كانت شفة مقطع ما في حالة شد ، فستحتاج كمية تسليح الشد إلى جعل مقاومة المقطع المسلح مساوية للمقطع غير المسلح تقريباً ضعف ذلك بالنسبة لمقطع مستطيل أو لمقطع مشقق مع شفة في ضغط. هناك حاجة إلى قدر أكبر من الحد الأدنى من تسليح الشد بشكل خاص في الكابلات وغيرها من الكمرات الكابولية بشكل الاستاتيكي حيث لا توجد إمكانية لإعادة توزيع العزم.

R9.6.2 Minimum flexural reinforcement in prestressed beams

9.6.2 الحد الأدنى من تسليح الانحناء في الكمرات المسبقة الإجهاد

CODE الكود

9.6.2.1 For beams with bonded prestressed reinforcement, total quantity of As and Aps shall be adequate to develop a factored load at least 1.2 times the cracking load calculated on the basis of f_r defined in 19.2.3.

9.6.2.1 بالنسبة للكمرات المزودة بتسليح مسبق الاجهاد ، يجب أن تكون الكمية الكلية لـ As و Aps كافية لوضع حمل مصعد 1.2 مرة على الأقل من حمولة التشقق المحسوبة على أساس f_r المحددة في 19.2.3.

9.6.2.2 For beams with both flexural and shear design strength at least twice the required strength, 9.6.2.1 need not be satisfied.

9.6.2.2 بالنسبة للكمرات ذات مقاومة تصميمية للانحناء والقص لا تقل عن ضعف القوة المطلوبة على الأقل ، لا يلزم استيفاء 9.6.2.1.

9.6.2.3 For beams with unbonded tendons, the minimum area of bonded deformed longitudinal reinforcement $A_{s,min}$ shall be:

9.6.2.3 بالنسبة للكمرات ذات كابلات شد غير مترابطة ، فإن الحد الأدنى لمساحة التسليح الطولي المحلزن $A_{s,min}$ ، يجب أن يكون:

$$A_{s,min} = 0.004A_{ct} \quad (9.6.2.3)$$

where A_{ct} is the area of that part of the cross section between the flexural tension face and the centroid of the gross section.

حيث يمثل A_{ct} مساحة ذلك الجزء من المقطع العرضي بين وجه أنحناء الشد ومركز المقطع الكلي.

COMMENTARY التعليق

R9.6.2.1 Minimum flexural reinforcement is required for reasons similar to nonprestressed beams as discussed in R9.6.1.1.

Abrupt flexural failure immediately after cracking does not occur when the prestressing reinforcement is unbonded (ACI 423.3R); therefore, this requirement does not apply to members with unbonded tendons.

R 9.6.2.1 يلزم اقل تسليح الانحناء لأسباب مشابهة للكمر غير مسبقة الاجهاد كما هو موضح في R9.6.1.1.

فشل الانحناء المفاجئ فور حدوث التشقق لا يحدث عندما لا يتم في غيب المربوطة تسليح مسبقة الاجهاد (ACI 423.3R)؛ لذلك ، لا ينطبق هذا الشرط على الأعضاء ذوي الكابلات غير المربوطة.

R9.6.2.3 Minimum bonded reinforcement is required by the Code in beams prestressed with unbonded tendons to ensure flexural behavior at ultimate beam strength, rather than tied arch behavior, and to limit crack width and spacing at service load when concrete tensile stresses exceed the modulus of rupture. Providing minimum bonded reinforcement helps to ensure acceptable behavior at all loading stages.

R9.6.2.3 مطلوب ادني التسليح لكابلات الشد المترابط من قبل الكود في الكمر المسبقة الإجهاد مع الكابلات غير المربوطة لضمان السلوك الانحناء في مقاومه الكمر النهائية ، بدلا من ربط القوسي ، والحد من عرض التشقق والتباعد عند حمل الخدمة عندما تزيد الضغوط الشد لسلوك معامل التمزق. ويساعد توفير الحد الأدنى من التسليح المترابط على ضمان السلوك المقبول في جميع مراحل التحميل

The minimum amount of bonded reinforcement is based on research comparing the behavior of bonded and unbonded post-tensioned beams (Mattock et al. 1971). The minimum bonded reinforcement area required by Eq. (9.6.2.3) is independent of reinforcement f_y .

ويستند الحد الأدنى من التسليح المترابط على البحوث التي تقارن سلوك الكمر المترابطة و غير مترابطة بعد الشد (Mattock et al. 1971) الحد الأدنى من مساحة التسليح المحلزن المطلوبة بواسطة Eq. (9.6.2.3) مستقل عن تسليح f_y .

CODE الكود

9.6.3 Minimum shear reinforcement

9.6.3 أقل تسليح للقص

9.6.3.1 A minimum area of shear reinforcement, $A_{v,min}$, shall be provided in all regions where $V_u > 0.5\phi V_c$ except for the cases in Table 9.6.3.1. For these cases, at least $A_{v,min}$ shall be provided where $V_u > \phi V_c$.

9.6.3.1 يجب توفير أقل مساحة لتسليح القص ، $A_{v,min}$ ، في جميع المناطق حيث تكون $V_u > 0.5\phi V_c$ باستثناء الحالات الواردة في الجدول 9.6.3.1. لهذه الحالات، على الأقل $A_{v,min}$ ، يجب توفيرها حيث $V_u > \phi V_c$

Table 9.6.3.1—Cases where $A_{v,min}$ is not required if $0.5\phi V_c < V_u \leq \phi V_c$

جدول 9.6.3.1 حالات حيث $A_{v,min}$ غير مطلوبة إذا كانت $0.5\phi V_c < V_u \leq \phi V_c$

Beam type	Conditions
Shallow depth	$h \leq 250 \text{ mm}$
Integral with slab	$h \leq \text{greater of } 2.5t_f \text{ or } 0.5b_w$ and $h \leq 600 \text{ mm}$
Constructed with steel fiber-reinforced normalweight concrete conforming to 26.4.1.5.1(a), 26.4.2.2(d), and 26.12.5.1(a) and with $f'_c \leq 40 \text{ MPa}$	$h \leq 600 \text{ mm}$ and $V_u \leq \phi 0.17\sqrt{f'_c}b_w d$
One-way joist system	In accordance with 9.8

COMMENTARY التعليق

R9.6.3 Minimum shear reinforcement

R9.6.3 أقل تسليح للقص

R9.6.3.1 Shear reinforcement restrains the growth of inclined cracking so that ductility of the beam is improved and a warning of failure is provided. In an unreinforced web, the formation of inclined cracking might lead directly to failure without warning. Such reinforcement is of great value if a beam is subjected to an unexpected tensile force or an overload. Accordingly, a minimum area of shear reinforcement not less than that given by Table 9.6.3.3 is required wherever V_u is greater than $0.5\phi V_c$, or greater than ϕV_c for the cases indicated in Table 9.6.3.1. Research (Angelakos et al. 2001; Lubell et al. 2004; Brown et al. 2006; Becker and Buettner 1985; Anderson 1978)

R9.6.3.1 يقيد تسليح القص نمو التشقق المائل بحيث يتم تحسين ليونة الكمرة ويتم توفير تحذير بالفشل في شفة غير مسلحة، قد يؤدي التشقق المائل إلى الفشل مباشرة دون سابق إنذار. هذا التسليح ذو قيمة كبيرة إذا تعرض كمرة لقوة شد غير متوقعة أو حمل زائد. وبناءً على ذلك، يلزم وجود منطقة دنيا من تسليح القص لا تقل عن تلك الواردة في الجدول 9.6.3.3 حيثما يكون V_u أكبر من $0.5\phi V_c$ أو أكبر من ϕV_c للحالات المبينة في الجدول 9.6.3.1. أظهرت الأبحاث (Angelakos et al. 2001; Becker and Brown et al. 2006; Lubell et al. 2004; Anderson 1978; Buettner 1985)

has shown that deep, lightly reinforced beams, particularly if constructed with high strength concrete or concrete having a small coarse aggregate size, may fail at shears less than V_c calculated from 22.5.5.

أن الكمرات العميقة المقوية خفيفة التسليح ، خاصة إذا كانت مصنوعة من الخرسانة عالية المقاومة أو الخرسانة التي تحتوي على خشونة صغيرة الحجم الكلي ، قد تفشل في القص أقل من V_c محسوبة من 22.5.5.

Beams subjected to concentrated loads are more likely to exhibit this vulnerability. Because of this, the exclusion for certain beam types in Table 9.6.3.1 is restricted to cases in which h does not exceed 600 mm. For beams where f'_c is greater than 48 MPa, consideration should be given to providing minimum shear reinforcement if h is greater than 450 mm. and V_u is greater than $0.5\phi V_c$. The exception for beams constructed using steel fiberreinforced concrete is intended to provide a design alternative to the use of shear reinforcement, as defined in 22.5.10.5,

من المرجح أن تعرض الكمرات الخاضعة لأحمال مركزة هذه الثغرة الأمنية. وبسبب هذا، فإن الاستبعاد لأنواع معينة من الكمرة في الجدول 9.6.3.1 يقتصر على الحالات التي لا يتجاوز فيها 600 mm. أما بالنسبة للكمرة التي يكون فيها f'_c أكبر من 48 MPa، فيجب مراعاة توفير الحد الأدنى من تسليح القص إذا كان h أكبر من 450 mm و V_u أكبر من $0.5\phi V_c$. إن الاستثناءات من الكمرة التي تم إنشاؤها باستخدام الخرسانة المسلحة من الألياف الحديدية تهدف إلى توفير بديل تصميم لاستخدام تسليح القص، كما هو محدد في 22.5.10.5 ،

CODE
الكود

٧
التعليق

for beams with longitudinal flexural reinforcement in which V_u does not exceed $\phi 0.17 \sqrt{f'_c} b_w d$. Chapter 26 specifies design information and compliance requirements that need to be incorporated into the construction documents when steel fiber-reinforced concrete is used for this purpose.

Fiber-reinforced concrete beams with hooked or crimped steel fibers, in dosages as required by 26.4.2.2(d), have been shown through laboratory tests to exhibit shear strengths greater than $0.29 \sqrt{f'_c} b_w d$ (Parra Montesinos 2006).

There are no data for the use of steel fibers as shear reinforcement in concrete beams exposed to chlorides from deicing chemicals, salt, salt water, brackish water, seawater, or spray from these sources.

Where steel fibers are used as shear reinforcement in corrosive environments, corrosion protection should be considered.

Joists are excluded from the minimum shear reinforcement requirement for $0.5\phi V_c < V_u \leq \phi V_c$ because there is a possibility of load sharing between weak and strong areas. Even when V_u is less than $0.5\phi V_c$, the use of some web reinforcement is recommended in all thin web,

يتم استبعاد الاعصاب من الحد الأدنى لمتطلبات تسليح القص لـ $0.5\phi V_c < V_u \leq \phi V_c$ لأن هناك إمكانية لتقاسم الحمل بين المناطق الضعيفة والقوية. حتى عندما يكون V_u أقل من $0.5\phi V_c$ ، يوصى باستخدام بعض التسليح على الشفة في جميع أعضاء الشفة الوسطية الرقيقة، والذين تم تثبيتها في فترات ما بعد العصب،

posttensioned members such as joists, waffle slabs, beams, and T-beams, to reinforce against tensile forces in webs resulting from local deviations from the design tendon profile and to provide a means of supporting the tendons in the design profile during construction.

مثل الاعصاب و بلاطة waffle و الكمرات و كمرات T، ل تسليح قوى الشد في الشفة الناتجة عن التشوهات المحلية من شكل تصميم الكابلات وتوفير وسيلة لدعم الكابلات في التصميم أثناء البناء.

If sufficient support is not provided, lateral wobble and local deviations from the smooth parabolic tendon profile assumed in design may result during placement of the concrete.

In such cases, the deviations in the tendons tend to straighten out when the tendons are stressed. This process may impose large tensile stresses in webs,

في حالة عدم توفير الركيزة الكافي، قد ينتج عن التذبذب الجانبي والتشوهات المحلية من المظهر الكابلات المنحدر المفترض في التصميم أثناء وضع الخرسانة. في مثل هذه الحالات، تنحرف تشوهات في الكابلات عندما يتم التأكيد من جهد الكابلات.

and severe cracking may develop if no web reinforcement is provided. Unintended curvature of the tendons, and the resulting tensile stresses in webs, may be minimized by securely tying tendons to stirrups that are rigidly held in place by other elements of the reinforcement cage. The recommended maximum spacing of stirrups used for this purpose is the smaller of $1.5h$ or 1.22 m

. قد تفرض هذه العملية ضغوطا كبيرة على الشد في الشفة، وقد يحدث التشقق الشديد إذا لم يتم توفير أي تسليح على الشفة

يمكن التقليل من الانحناء غير المقصود للكابلات، واجهادات الشد الناتجة في النسيج، عن طريق ربط الكابلات بأمان إلى كانات يتم تثبيتها في مكانها بواسطة عناصر أخرى من القفص للتسليح. إن الحد الأقصى الموصى به للمسافات المستخدمة لهذا الغرض هو أصغر من $1.5h$ أو 1.22 m .

CODE
الكود

COMMENTARY

التعليق

. If applicable, the shear reinforcement provisions of 9.6.3 and 9.7.6.2.2 will require closer stirrup spacings..

For repeated loading of beams, the possibility of inclined diagonal tension cracks forming at stresses appreciably smaller than under static loading should be taken into account in design. In these instances, use of at least the minimum shear reinforcement expressed by 9.6.3.3 is recommended even though tests or calculations based on static loads show that shear reinforcement is not required

إذا كان ذلك ممكناً، فإن أحكام تسليح القص في 9.6.3 و 9.7.6.2.2 سوف تتطلب مسافات أقرب للكانات . وبالنسبة إلى التحميل المتكرر للكمرة ، يجب أن تؤخذ في الحسبان إمكانية حدوث تشققات مائلة للشد المائل تكون عند ضغط أقل بشكل ملحوظ من التحميل الاستاتيكي في التصميم. في هذه الحالات، يوصى باستخدام الحد الأدنى من تسليح القص الذي تم التعبير عنه بنسبة 9.6.3.3 على الرغم من أن الاختبارات أو العمليات الحسابية المستندة إلى الأحمال الاستاتيكي تظهر أن تسليح القص ليست مطلوبة.

CODE

الكود

9.6.3.2 If shown by testing that the required M_n and V_n can be developed, 9.6.3.1 need not be satisfied. Such tests shall simulate effects of differential settlement, creep, shrinkage, and temperature change, based on a realistic assessment of these effects occurring in service.

9.6.3.2 إذا تبين من خلال الاختبار أنه يمكن تطوير M_n و V_n المطلوب ، فإن 9.6.3.1 غير مطلوب . يجب أن تحاكي هذه الاختبارات تأثيرات الهبوط المتفاوت والزحف والانكماش وتغير درجة الحرارة، بناءً على تقييم واقعي لهذه التأثيرات التي تحدث في الخدمة.

9.6.3.3 If shear reinforcement is required and torsional effects can be neglected according to 9.5.4.1, $A_{v,min}$ shall be in accordance with Table 9.6.3.3.

9.6.3.3 إذا كان تسليح القص مطلوباً ، ويمكن إهمال تأثيرات الالتواء وفقاً لـ 9.5.4.1 ، يجب أن يكون A_v ، وفقاً للجدول 9.6.3.3.

Table 9.6.3.3—Required $A_{v,min}$

الجدول 9.6.3.3 - المقدار المطلوب، $A_{v,min}$

Beam type	$A_{v,min}/s$		
Nonprestressed and prestressed with $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Greater of:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{ye}}$	(a)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{ye}}$	(b)
Prestressed with $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Lesser of:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{ye}}$	(c)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{ye}}$	(d)
		$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)

COMMENTARY

التعليق

R9.6.3.2 When a beam is tested to demonstrate that its shear and flexural strengths are adequate, the actual beam dimensions and material strengths are known. Therefore, the test strengths are considered the nominal strengths V_n and M_n . Considering these strengths as nominal values ensures that if the actual material strengths in the field were less than specified, or the member dimensions were in error such as to result in a reduced member strength, a satisfactory margin of safety will be retained due to the strength reduction factor ϕ .

R9.6.3.2 عند اختبار الكمرة لإثبات أن قصها ومقاومة الانثناء لها كافية ، تُعرف أبعاد الكمرة الفعلية ونقاط مقاومة لمادتها لذلك، تعتبر نقاط المقاومة في الاختبار هي القوة الاسمية V_n و M_n . بالنظر إلى نقاط مقاومة هذه، حيث تضمن القيم الاسمية أنه إذا كانت نقاط المقاومة لمادتها الفعلية في الحقل أقل من المحددة ، أو كانت أبعاد العضو في حالة مقاومة مثل يؤدي إلى خفض مقاومة العضو ، سيتم الاحتفاظ بهامش أمان مقبول بسبب مقاومة عامل التخفيض ϕ .

R9.6.3.3 Tests (Roller and Russell 1990) have indicated the need to increase the minimum area of shear reinforcement as the concrete strength increases to prevent sudden shear failures when inclined cracking occurs. Therefore, expressions (a) and (c) in Table 9.6.3.3 provide for a gradual increase in the minimum area of transverse reinforcement with increasing concrete strength. Expressions (b) and (d) in Table 9.6.3.3 provide for a minimum area of transverse reinforcement independent of concrete strength and govern for concrete strengths less than 30 MPa. Tests (Olesen et al. 1967) of prestressed beams with minimum web reinforcement based on 9.6.3.3 indicate that the lesser of $A_{v,min}$ from expressions (c) and (e) is sufficient to develop ductile behavior. Expression (e) is discussed in Olesen et al. (1967).

R9.6.3.3 لقد أشارت الاختبارات (Roller and Russell 1990) إلى الحاجة إلى زيادة الحد الأدنى لمساحة القص مع زيادة مقاومة الخرسانة لمنع حالات القص المفاجئ عندما يحدث التشقق المائل. ولذلك، فإن التعبيرات (a) و (ج) في الجدول 9.6.3.3 تنص على زيادة تدريجية في الحد الأدنى من مجال التسليح العرضي مع زيادة مقاومة الخرسانة. تقدم تعبيرات (b) و (d) في الجدول 9.6.3.3 مساحة دنيا من التسليح العرضي مستقلة عن مقاومة الخرسانة وتحكم لمقاومة الخرسانة أقل من 30 MPa تشير الاختبارات (Olesen et al. 1967) للكمرة المسبقة الإجهاد مع الحد الأدنى من التسليح على شفة على أساس 9.6.3.3 إلى أن الأقل من A_v ، أقل من التعبيرات (c) و (e) كافية لتطوير السلوك المرن. تمت مناقشة التعبير (e) في (1967). Olesen et al

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

9.6.4 Minimum torsional reinforcement

R9.6.4 Minimum torsional reinforcement

9.6.4 الحد الأدنى لتسليح الالتواء

R9.6.4 الحد الأدنى من تسليح الالتواء

9.6.4.1 A minimum area of torsional reinforcement shall be provided in all regions where $T_u \geq \phi T_{th}$ in accordance with 22.7.

9.6.4.1 يجب توفير أقل مساحة لتسليح الالتواء في جميع المناطق حيث $T_u \geq \phi T_{th}$ وفقاً لـ 22.7.

9.6.4.2 If torsional reinforcement is required, minimum transverse reinforcement $(A_v + 2A_t)_{min/s}$ shall be the greater of (a) and (b):

9.6.4.2 إذا كان تسليح الالتواء مطلوب، يجب أن يكون الحد الأدنى من التسليح العرضي $(A_v + 2A_t)_{min/s}$ أكبر من (a) و (b):

$$(a) \quad 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$(b) \quad 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$$

9.6.4.3 If torsional reinforcement is required, minimum area of longitudinal reinforcement $A_{l,min}$ shall be the lesser of (a) and (b)

9.6.4.3 في حالة الحاجة إلى تسليح الالتواء ، يجب أن يكون الحد الأدنى لمساحة التسليح الطولي $A_{l,min}$ أقل من (a) و (b)

$$(a) \quad 0.42 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

$$(b) \quad 0.42 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{0.175 b_w}{f_{yt}} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

R9.6.4.2 The differences in the definitions of A_v and A_t should be noted: A_v is the area of two legs of a closed stirrup, whereas A_t is the area of only one leg of a closed stirrup. If a stirrup group has more than two legs, only the legs adjacent to the sides of the beam are considered, as discussed in R9.5.4.3. Tests (Roller and Russell 1990) of high-strength reinforced concrete beams have indicated the need to increase the minimum area of shear reinforcement to prevent shear failures when inclined cracking occurs. Although there are a limited number of tests of high-strength concrete beams in torsion, the equation for the minimum area of transverse closed stirrups has been made consistent with calculations required for minimum shear reinforcement.

R9.6.4.2 يجب ملاحظة الاختلافات في تعاريف A_v و A_t : A_v هي مساحة السيقان لكانات مغلقة ، بينما تكون منطقة ساق واحد فقط من الكانات المغلقة . إذا كانت مجموعة الكانات لديها أكثر من ساقين ، يتم النظر فقط في الساق المجاورة لجانبي الكمرة ، كما هو موضح في R9.5.4.3. أشارت اختبارات (Roller و Russell 1990) من الكمرة الخرسانية المسلحة عالية المقاومة إلى الحاجة إلى زيادة الحد الأدنى من مساحة تسليح القص لمنع انهيار القص عند حدوث التشقق المائل . على الرغم من وجود عدد محدود من اختبارات الكمرة الخرسانية عالية المقاومة في الالتواء ، فإن معادلة الحد الأدنى للمساحة المقطع من الكانات المغلقة قد تم صنعها بما يتفق مع الحسابات المطلوبة للحد الأدنى من تسليح القص.

R9.6.4.3 Under combined torsion and shear, the torsional cracking moment decreases with applied shear, which leads to a reduction in torsional reinforcement required to prevent brittle failure immediately after cracking. When subjected to pure torsion, reinforced concrete beam specimens with less than 1 percent torsional reinforcement by volume have failed at first torsional cracking (MacGregor and Ghoneim 1995). Equation 9.6.4.3(a) is based on a 2:1 ratio of torsion stress to shear stress and results in a torsional reinforcement volumetric ratio of approximately 0.5 percent (Hsu 1968). Tests of prestressed concrete beams have shown that a similar amount of longitudinal reinforcement is required.

R 9.6.4.3 في ظل الالتواء والقص المشترك ، تقل عزم التشقق الالتوائي مع القص المطبق ، الأمر الذي يؤدي إلى انخفاض في تسليح الالتواء اللازمة لمنع الفشل المفاجئ بعد التشقق مباشرة . عند إخضاعها للالتواء نقي ، فشلت عينات الكمرة الخرسانية المسلحة ذات تسليح الانحناء أقل من 1٪ بالحجم عند أول التشقق الالتوائي (MacGregor و Ghoneim 1995). وتعتمد المعادلة 9.6.4.3 (أ) على نسبة 2:1 من إجهاد الالتواء للتخلص من الإجهاد ، وتؤدي إلى زيادة في الحجم التعويضي الانحناء لنحو 0.5 بالمائة (هسو 1968). وقد أظهرت اختبارات الكمرة الخرسانية سابقة الإجهاد أن هناك حاجة إلى قدر مماثل من التسليح الطولي.

CODE الكود

9.7—Reinforcement detailing

9.7 - تفاصيل التسليح

9.7.1 General

9.7.1 عام

9.7.1.1 Concrete cover for reinforcement shall be in accordance with 20.6.1.

9.7.1.1 يجب أن تكون التغطية الخرسانية للتسليح مطابقة للمواصفة 20.6.1.

9.7.1.2 Development lengths of deformed and prestressed reinforcement shall be in accordance with 25.4.

9.7.1.2 يجب أن تكون أطوال التثبيت المحلزن والمسبقة الإجهاد وفقاً لـ 25.4.

9.7.1.3 Splices of deformed reinforcement shall be in accordance with 25.5.

9.7.1.3 يجب أن تكون توصيلات التسليح المحلزن متوافقة مع 25.5.

9.7.1.4 Bundled bars shall be in accordance with 25.6.

9.7.1.4 يجب أن تكون حزمة الاسياخ متوافقة مع 25.6.

9.7.2 Reinforcement spacing

9.7.2 المسافة بين حديد التسليح

9.7.2.1 Minimum spacing s shall be in accordance with 25.2.

9.7.2.1 يجب أن يكون أقل مسافة بين الاسياخ S متوافقة مع 25.2.

9.7.2.2 For nonprestressed and Class C prestressed beams, spacing of bonded longitudinal reinforcement closest to the tension face shall not exceed s given in 24.3.

9.7.2.2 بالنسبة للكمرات الغير مسبقة الإجهاد والمسبقة للإجهاد والمصنفة من الفئة C ، يجب ألا يتجاوز المسافات بين التسليح الطولي المترابط الأقرب إلى وجه الشد s المعطاة في 24.3.

9.7.2.3 For nonprestressed and Class C prestressed beams with h exceeding 900 mm., longitudinal skin reinforcement shall be uniformly distributed on both side faces of the beam for a distance $h/2$ from the tension face. Spacing of skin reinforcement shall not exceed s given in 24.3.2, where cc is the clear cover from the skin reinforcement to the side face. It shall be permitted to include skin reinforcement in strength calculations if a strain compatibility analysis is made.

7-9-2-3 بالنسبة للكمرات الغير مسبقة الإجهاد والمسبقة للإجهاد والمصنفة من الفئة C التي يزيد وزنها على 900 mm ، يجب أن يتم توزيع تسليح الغطاء الطولي بشكل منتظم على الوجهين الجانبيين للكمرة لمسافة $h/2$ من وجه الشد. يجب ألا تتجاوز المسافات بين تسليح التغطية s المعطى في 24.3.2، حيث cc هو الغطاء الصافي من تسليح التغطية إلى الوجه الجانبي. يجب أن يسمح بأدخال تسليح التغطية في حسابات المقاومة إذا تم إجراء تحليل توافقي الانفعال.

COMMENTARY التعليق

R9.7—Reinforcement detailing

R9.7 - تفاصيل التسليح

R9.7.2 Reinforcement spacing

R9.7.2 تباعد التسليح

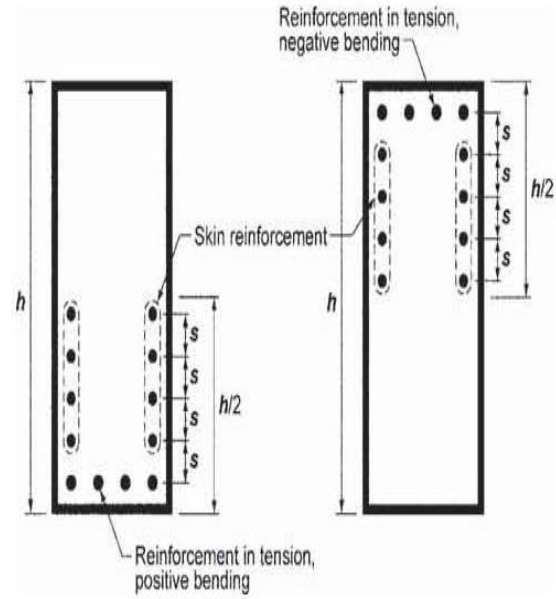
R9.7.2.3 For relatively deep beams, some reinforcement should be placed near the vertical faces of the tension zone to control cracking in the web (Frantz and Breen 1980; Frosch 2002), as shown in Fig. R9.7.2.3. Without such auxiliary reinforcement, the width of the cracks in the web may exceed the crack widths at the level of the flexural tension reinforcement. The size of the skin reinforcement is not specified; research has indicated that the spacing rather than bar size is of primary importance (Frosch 2002). Bar sizes No. 10 to No. 16, or welded wire reinforcement with a minimum area of 210 mm^2 per meter of depth, are typically provided.

R9.7.2.3 بالنسبة للكمرة العميقة نسبياً ، ينبغي وضع بعض التسليح بالقرب من الأوجه الرأسية لمنطقة الشد للتحكم في التشقق في الشفة الوسطية (Frantz and Breen 1980)؛ (Frosch 2002) ، كما هو موضح في الشكل R9.7.2.3 بدون هذا التسليح المساعد، قد يتجاوز عرض الشقوق في الشفة الوسطية عرض التشقق على مستوى تسليح الشد للانحناء. لم يتم تحديد حجم تسليح القشرة. وقد أوضحت الأبحاث أن التباعد بدلاً من حجم السليخ ذو أهمية قصوى (Frosch 2002) وعادة ما يتم توفير أحجام القضبان من 10 إلى رقم 16 ، أو تسليح الأسلاك الملحومة بما لا يقل عن 210 mm^2 لكل متر من العمق.

CODE الكود

COMMENTARY

التعليق



9

Fig. R9.7.2.3—Skin reinforcement for beams and joists with $h > 900$ mm.

الشكل 3 - R9.7.2.3. تسليح القشرة للكمرة و الاعصاب ذات $h > 900$ mm.

9.7.3 Flexural reinforcement in nonprestressed beams

R9.7.3 Flexural reinforcement in nonprestressed beams

9.7.3 تسليح الانحناء في الكمرات الغير مسبقة الاجهاد

R9.7.3 تسليح الانحناء في الكمرات الغير مسبقة الاجهاد

9.7.3.1 Calculated tensile or compressive force in reinforcement at each section of the beam shall be developed on each side of that section.

9.7.3.1 يتم تثبيت تسليح قوة الضغط والشد المحسوبة في كل مقطع من الكمرات على كل جانب من هذا المقطع.

9.7.3.2 Critical locations for development of reinforcement are points of maximum stress and points along the span where bent or terminated tension reinforcement is no longer required to resist flexure.

9.7.3.2 المواقع الحرجة لتثبيت التسليح هي نقاط أقصى إجهاد والنقاط على طول البحر حيث لم يعد هناك حاجة لتسليح الشد المنتهي أو المنتهي لمقاومة الانحناء.

R9.7.3.2 In Codes before 2014, one of the critical sections was defined as the location where adjacent reinforcement terminates or is bent. In the 2014 Code, this critical section is redefined as the location, "where bent or terminated tension reinforcement is no longer required to resist flexure." Critical sections for a typical continuous beam are indicated with a "c" for points of maximum stress or an "x" for points where bent or terminated tension reinforcement is no longer required to resist flexure (Fig. R9.7.3.2). For uniform loading, the positive reinforcement extending into the support is more likely governed by the requirements of 9.7.3.8.1 or 9.7.3.8.3 than by development length measured from a point of maximum moment or bar cutoff.

R9.7.3.2 في الأكواد قبل 2014 ، تم تعريف أحد المقاطع الحرجة على أنه الموقع الذي ينتهي فيه التسليح المجاور أو ينحني. في كود 2014 ، تم إعادة تعريف هذا المقطع الحرج كموقع ، "حيث لم يعد هناك حاجة لتسليح الشد المنتهي أو المنتهي لمقاومة الثني". يشار إلى المقاطع الحرجة لكمرة مستمرة نموذجية بـ "c" لنقاط أقصى إجهاد أو "x" بالنسبة للنقاط التي لم يعد يلزم فيها تسليح الشد المنحني أو المنتهي لمقاومة الثني (الشكل R9.7.3.2). بالنسبة للتحميل المنتظم، فإن تسليح العزم الإيجابي في الركيزة يكون محكومًا على الأرجح باحتياجات 9.7.3.8.1 أو 9.7.3.8.3 من الطول المقاس من نقطة أقصى عزم أو السبخ المقطوع .

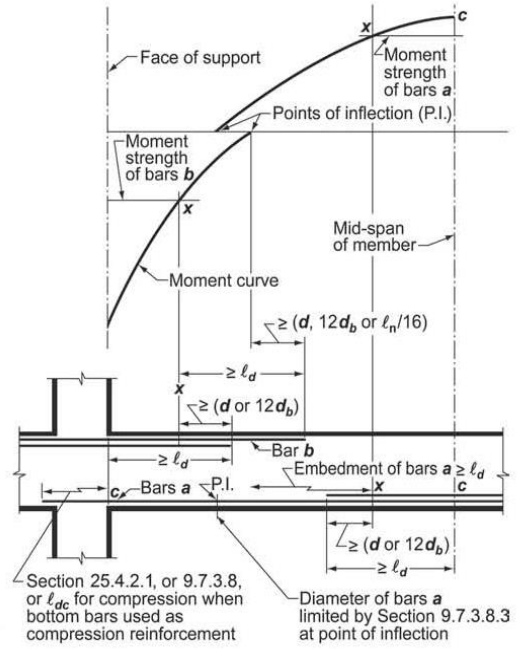


Fig. R9.7.3.2—Development of flexural reinforcement in a typical continuous beam.

الشكل - R9.7.3.2. تسليح الانحناء في كمره مستمره نموذجية

9.7.3.3 Reinforcement shall extend beyond the point at which it is no longer required to resist flexure for a distance equal to the greater of d and $12d_b$, except at supports of simply supported spans and at free ends of cantilevers.

9.7.3.3 يجب أن يمتد التسليح إلى أبعد من النقطة التي لم تعد مطلوبة لمقاومة الانحناء لمسافة مساوية لأكبر من d و $12d_b$ ، باستثناء ركانز البحور بسيطة الاستناد وفي الأطراف الخالية من الكوابيل.

R9.7.3.3 The moment diagrams customarily used in design are approximate; some shifting of the location of maximum moments may occur due to changes in loading, settlement of supports, lateral loads, or other causes.

R9.7.3.3 تعد الرسوم البيانية للعزم المستخدمة عادة في التصميم تقريبية ؛ قد يحدث بعض التحول في موقع العزم القصوى بسبب التغيرات في التحميل ، أو ترتيب الركانز ، أو الأحمال الجانبية ، أو أسباب أخرى .

A diagonal tension crack in a flexural member without stirrups may shift the location of the calculated tensile stress approximately a distance d toward a point of zero moment. قد يؤدي تشقق الشد القطري في العضو المنحني بدون كانات إلى تغيير موقع إجهاد الشد المحسوب على مسافة d نحو نقطة الصفر

If stirrups are provided, this effect is less severe, although still present to some extent. To provide for shifts in the location of maximum moments, the Code requires the extension of reinforcement a distance d or $12d_b$ beyond the point at which it is calculated to be no longer required to resist flexure, except as noted. Cutoff points of bars to meet this requirement are illustrated in Fig. R9.7.3.2. If different bar sizes are used, the extension should be in accordance with the diameter of the bar being terminated.

إذا تم توفير كانات، يكون هذا التأثير أقل حدة، على الرغم من أنه لا يزال موجوداً إلى حد ما. لتوفير التغير في موقع العزم القصوى، يتطلب الكود تمديد التسليح مسافة d أو $12d_b$ بعد النقطة التي يتم فيها حساب أنه لم يعد مطلوباً لمقاومة الثني، باستثناء ما هو مذكور. يتم توضيح نقاط القطع للشيخ لتلبية هذا المطلب في الشكل R9.7.3.2. إذا تم استخدام أحجام السيخ المختلفة، يجب أن يكون التمديد وفقاً لقطر السيخ الذي يتم إنهاؤه.

CODE الكود

9.7.3.4 Continuing flexural tension reinforcement shall have an embedment length at least ℓ_d beyond the point where bent or terminated tension reinforcement is no longer required to resist flexure.

9.7.3.4 يجب أن يكون تسليح انحناء الشد المستمر طول غرس لا يقل عن ℓ_d بعد النقطة التي لم يعد يلزم فيها تسليح الشد المنحني أو المنتهي لمقاومة الانحناء.

9.7.3.5 Flexural tension reinforcement shall not be terminated in a tension zone unless (a), (b), or (c) is satisfied: (a) $V_u \leq (2/3)\phi V_n$ at the cutoff point (b) For No. 36 bars and smaller, continuing reinforcement provides double the area required for flexure at the cutoff point and $V_u \leq (3/4)\phi V_n$ (c) Stirrup or hoop area in excess of that required for shear and torsion is provided along each terminated bar or wire over a distance $3/4d$ from the termination point. Excess stirrup or hoop area shall be at least $0.41b_w s / \text{fyt}$. Spacing s shall not exceed $d/(8\beta_b)$

9.7.3.5 لا يتم إنهاء تسليح انحناء الشد في منطقة الشد ما لم (أ) أو (ب) أو (ج) يكون مستوفى: (أ) $V_u \leq (2/3)\phi V_n$ عند نقطة القطع (ب) للشيخ رقم 36 وأصغر ومستمرًا يوفر مضاعفة المساحة المطلوبة للانحناء عند نقطة القطع و (c) $V_u \leq (3/4)\phi V_n$ يتم توفير مساحة الكانات أو الأطواق الزائدة عن تلك المطلوبة للقص والالتواء على طول كل شيخ منتهي أو سلك على مسافة $3/4d$ من نقطة الإنهاء. يجب أن تكون الكانة الزائدة أو مساحة الأطواق على الأقل $0.41b_w s / \text{fyt}$. يجب ألا يتجاوز التباعد s عن $d/(8\beta_b)$.

9.7.3.6 Adequate anchorage shall be provided for tension reinforcement where reinforcement stress is not directly proportional to moment, such as in sloped, stepped, or tapered beams, or where tension reinforcement is not parallel to the compression face.

9.7.3.6 يجب توفير تثبيت مناسب لتسليح الشد حيث لا يكون إجهاد التسليح متناسبًا بشكل مباشر مع العزم ، كما هو الحال في الكمرات المائلة أو على شكل خطوط أو المدببة، أو عندما لا يكون تسليح الشد موازيا لوجه الانضغاط.

9.7.3.7 Development of tension reinforcement by bending across the web to be anchored or made continuous with reinforcement on the opposite face of beam shall be permitted.

9.7.3.7 يسمح بتثبيت تسليح الشد عن طريق الانحناء عبر الشفة الوسطية بحيث تكون مثبتة أو متواصلة مع التسليح على الوجه المعاكس للكمر.

COMMENTARY التعليق

R9.7.3.4 Local peak stresses exist in the remaining bars wherever adjacent bars are cut off in tension regions. In Fig. R9.7.3.2, an "x" is used to indicate the point where terminated tension reinforcement is no longer required to resist flexure. If bars were cut off at this location (the required cutoff location is beyond this point in accordance with 9.7.3.3), peak stresses in the continuing bars would reach f_y at "x". Therefore, the continuing reinforcement is required to have a full ℓ_d extension as indicated.

R9.7.3.4 توجد ذروات للشد محلية في القضبان المتبقية حيث يتم قطع الأعمدة المتجاورة في مناطق الشد. في الشكل R9.7.3.2، يتم استخدام "x" للإشارة إلى النقطة التي لم تعد ضرورية لتسليح الشد يكون الطول غير مطلوب لمقاومة الشد. إذا تم قطع القضبان في هذا الموقع (القطع المطلوب هو أبعد من هذه النقطة وفقًا لـ 9.7.3.3)، فإن ذروة الضغوط في الاسياخ المستمرة ستصل إلى f_y عند "x". لذلك، يلزم استمرار التسليح للحصول لكامل امتداد ℓ_d كما هو محدد.

R9.7.3.5 Reduced shear strength and loss of ductility when bars are cut off in a tension zone, as in Fig. R9.7.3.2, have been reported. The Code does not permit flexural reinforcement to be terminated in a tension zone unless additional conditions are satisfied. Flexural cracks tend to open at low load levels wherever any reinforcement is terminated in a tension zone. If the stress in the continuing reinforcement and the shear strength are each near their limiting values, diagonal tension cracking tends to develop prematurely from these flexural cracks. Diagonal cracks are less likely to form where shear stress is low (9.7.3.5(a)) or flexural reinforcement stress is low (9.7.3.5(b)). Diagonal cracks can be restrained by closely spaced stirrups (9.7.3.5(c)). These requirements are not intended to apply to tension splices that are covered by 25.5.

R9.7.3.5 تم الإبلاغ عن انخفاض مقاومة القص وفقدان اللبونة عند قطع القضبان في منطقة الشد ، كما هو موضح في الشكل R9.7.3.2. لا تسمح الكود بإنهاء تسليح الانحناء في منطقة الشد ما لم يتم استيفاء شروط إضافية. تميل الشقوق الانكماشية إلى الانفتاح عند مستويات الحمل المنخفضة أينما يتم إنهاء أي تسليح في منطقة الشد. إذا كان الإجهاد في تسليح المستمر ومقاومة القص يقترب كل منهما من قيمهما المقيدة، فإن التشقق الناتج عن الشد المائل يميل إلى التطور قبل الأوان من هذه الشقوق الانحناء. الشقوق القطرية هي أقل احتمالًا لتشكيل حيث يكون إجهاد القص منخفض (9.7.3.5 (a)) أو إجهاد تسليح الانحناء منخفض (9.7.3.5 (b)). يمكن مقاومة الشقوق القطرية عن طريق كانات متقاربة (9.7.3.5 (c)). لا يُقصد من هذه المتطلبات أن تنطبق على كابلات الشد التي تغطيها 25.5.

R9.7.3.7 A bar bent to the far face of a beam and continued there may be considered effective in satisfying 9.7.3.3 to the point where the bar crosses the mid-depth of the member.

R9.7.3.7 قد يُنظر إلى الشيخ المنحني على الوجه البعيدة للكمرهويستمر هناك بشكل فعال في إرضاء 9.7.3.3 إلى النقطة التي يتقاطع فيها الشيخ مع منتصف العمق للعنصر.

CODE الكود

9.7.3.8 Termination of reinforcement

9.7.3.8 إنهاء التسليح

9.7.3.8.1 At simple supports, at least one-third of the maximum positive moment reinforcement shall extend along the beam bottom into the support at least 150 mm., except for precast beams where such reinforcement shall extend at least to the center of the bearing length.

9.7.3.8.1 عند الركائز البسيطة ، يجب أن يمتد على الأقل ثلث تسليح أقصى عزم موجب على طول قاع الكمرية إلى الركيزة على الأقل 150 mm ، باستثناء الكمرات مسبقة الصب التي يمتد فيها هذا التسليح على الأقل إلى مركز طول التحميل.

9.7.3.8.2 At other supports, at least one-fourth of the maximum positive moment reinforcement shall extend along the beam bottom into the support at least 150 mm. and, if the beam is part of the primary lateral-load resisting system, shall be anchored to develop f_y at the face of the support.

9.7.3.8.2 في الركائز الأخرى ، يجب أن يمتد على الأقل ربع تسليح أقصى العزم الموجب على طول قاع الكمرية إلى الركيزة على الأقل 150 mm ، وإذا كانت الكمرية جزءاً من نظام مقاومة الحمل الجانبي الرئيسي ، يجب أن تكون مثبتة لتثبيت f_y عند وجه الركيزة.

9.7.3.8.3 At simple supports and points of inflection, d_b for positive moment tension reinforcement shall be limited such that ℓ for that reinforcement satisfies (a) or (b). If reinforcement terminates beyond the centerline of supports by a standard hook or a mechanical anchorage at least equivalent to a standard hook, (a) or (b) need not be satisfied. (a) $\ell_d \leq (1.3M_n/V_u + \ell_a)$ if end of reinforcement is confined by a compressive reaction (b) $\ell_d \leq (M_n/V_u + \ell_a)$ if end of reinforcement is not confined by a compressive reaction M_n is calculated assuming all reinforcement at the section is stressed to f_y , and V_u is calculated at the section. At a support, ℓ_a is the embedment length beyond the center of the support. At a point of inflection, ℓ_a is the embedment length beyond the point of inflection limited to the greater of d and $12d_b$.

9.7.3.8.3 عند الركائز البسيطة ونقاط الانعطاف ، d_b لتسليح عزم الشد الموجب ، يجب أن تكون محدودة بحيث يكون التسليح مستوفي (أ) أو (ب) . إذا انتهى التسليح إلى بعد خط المركز للركائز بواسطة خطاف قياسي أو تثبيت ميكانيكي يعادل على الأقل خطافاً قياسيًّا، فلا يلزم استيفاء (أ) أو (ب) . (أ) $\ell_d \leq (1.3M_n / V_u + \ell_a)$ إذا تم حصر نهاية التسليح بواسطة رد فعل انضغاطي (ب) $\ell_d \leq (M_n / V_u + \ell_a)$ إذا لم يتم حصر نهاية التسليح بواسطة رد فعل انضغاطي يتم حساب M_n بافتراض يتم التأكيد على جميع التسليح في المقطع المجهد إلى f_y ، ويتم حساب V_u في المقطع عند الركيزة ، ℓ_a هي طول الغرس بعد مركز الركيزة . عند نقطة الانعطاف ، ℓ_a هو طول الغرس إلى بعد نقطة الانعطاف لأكثر من d و $12d_b$.

COMMENTARY التعليق

R9.7.3.8 Termination of reinforcement

R9.7.3.8 إنهاء التسليح

R9.7.3.8.1 Positive moment reinforcement is extended into the support to provide for some shifting of the moments due to changes in loading, settlement of supports, and lateral loads. It also enhances structural integrity. For precast beams, tolerances and reinforcement cover should be considered to avoid bearing on plain concrete where reinforcement has been discontinued.

R9.7.3.8.1 يتم تمديد التسليح الإيجابي للعزم في الركيزة لتوفير بعض الازاحات في العزم بسبب التغيرات في التحميل وتسوية الركائز والأحمال الجانبية. كما أنه يعزز الاكتمال الانشائي وبالنسبة للكمرة المسبقة الصنع، يجب مراعاة السماحية والغطاء التسليح لتجنب التأثير على الخرسانة العادية حيث تم وقف التسليح.

R9.7.3.8.2 Development of the positive moment reinforcement at the support is required for beams that are part of the primary lateral-load resisting system to provide ductility in the event of moment reversal.

R9.7.3.8.2 يتطلب التسليح الإيجابي للعزم عند الركيزة للكمرة التي هي جزء من نظام مقاومة الحمل الجانبي الأساسي لتوفير ليونة في حالة انعكاس عزم.

R9.7.3.8.3 The diameter of the positive moment tension reinforcement is limited to ensure that the bars are developed in a length short enough such that the moment capacity is greater than the applied moment over the entire length of the beam. As illustrated in the moment diagram of Fig. R9.7.3.8.3(a), the slope of the moment diagram is V_u , while the slope of moment development is M_n/ℓ_d , where M_n is the nominal flexural strength of the cross section.

R9.7.3.8.3 يقتصر قطر عزم الشد الإيجابي على زمن الحدود لضمان القضبان بطول قصير كافية يكون ذلك عند العزم أكبر من الزيادة في العزم المطبق خلال طول الكمره . كما هو موضح في الرسم البياني الشكل (a) R9.7.3.8.3، فإن ميل مخطط العزم البياني هو V_u ، في حين أن ميل العزم المتطور هو M_n/ℓ_d ، حيث M_n هي مقاومة الانحناء الاسمية للمقطع العرضي

By sizing the reinforcement such that the capacity slope M_n/ℓ_d equals or exceeds the demand slope V_u , proper development is provided. Therefore, M_n/V_u represents the available development length. Under favorable support conditions, a 30 percent increase for M_n/V_u is permitted when the ends of the reinforcement are confined by a compressive reaction.

The application of this provision is illustrated in Fig. R9.7.3.8.3(b) for simple supports and in Fig. R9.7.3.8.3(c) for points of inflection. For example, the bar size provided at a simple support is satisfactory only if the corresponding bar, ℓ_d , calculated in accordance with 25.4.2, does not exceed $1.3M_n/V_u + \ell_a$. The ℓ_a to be used at points of inflection is limited to the effective depth of the member d or 12 bar diameters ($12d_b$), whichever is greater. The ℓ_a limitation is provided because test data are not available to show that a long end anchorage length will be fully effective in developing a bar that has only a short length between a point

CODE الكود

9.7.3.8.4 At least one-third of the negative moment reinforcement at a support shall have an embedment length beyond the point of inflection at least the greatest of d , $12d_b$, and $\ell_n/16$.

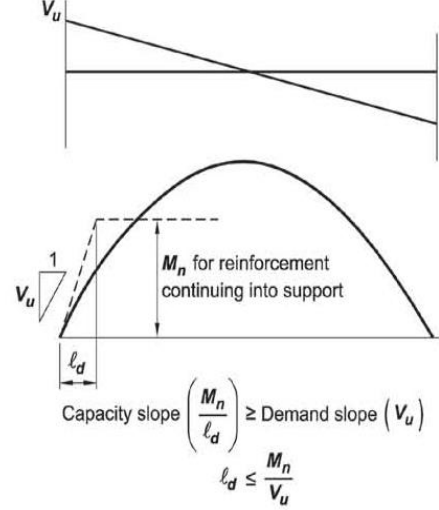
9.7.3.8.4 يجب أن يكون على الأقل ثلث تسليح العزم السالب عند الركيزة طول غرس يتجاوز نقطة الانعطاف على الأقل أكبر من d و $12d_b$ و $\ell_n / 16$.

COMMENTARY

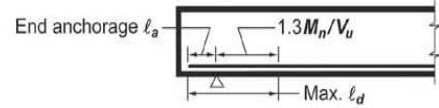
التعليق

. من خلال تحديد حجم التسليح بحيث يساوي القص / أو يتجاوز القص المطلوب V_u ، يتم توفير التسليح المناسب. لذلك، يمثل M_n / V_u طول التطوير المتاح. في ظل ظروف الركيزة المواتية، يتم السماح بزيادة 30 في المئة من M_n / V_u عندما تكون نهايات التسليح محصورة بواسطة تفاعل انضغاطي.

يوضح هذا الشكل في الشكل (b) R9.7.3.8.3 للدعامات البسيطة وفي الشكل (c) R9.7.3.8.3 لنقاط الانعكاس. على سبيل المثال، لا يكون حجم القضيب المقدم عند دعم بسيط مرضياً إلا إذا كان السيلخ المقابل ، d ، محسوب وفقاً لـ 25.4.2 ، لا يتجاوز $1.3 M_n / V_u + \ell_a$. يقتصر استخدام ℓ_a المراد استخدامه عند نقاط الانعطاف على العمق الفعلي للأعضاء d أو 12 bar (12db)، أيهما أكبر. يتم توفير الكانات لأن بيانات الاختبار غير متوفرة لإثبات أن طول الإرساء الطويل الأجل سيكون فعالاً بشكل كامل في تطوير شريحة تحتوي على طول قصير فقط بين نقطة انعطاف ونقطة إجهاد قصوى.

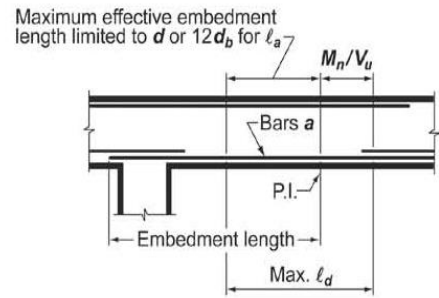


(a) Positive M_u Diagram



Note: The 1.3 factor is applicable only if the reaction confines the ends of the reinforcement.

(b) Maximum ℓ_d at simple support



(c) Maximum ℓ_d for bars "a" at point of inflection

Fig. R9.7.3.8.3—Determination of maximum bar size according to 9.7.3.8.3.

الشكل - R.9.7.3.8.3 : تحديد الحد الأقصى لحجم الكانات وفقاً لـ 9.7.3.8.3.

CODE الكود

9.7.4 Flexural reinforcement in prestressed beams

9.7.4 تسليح الانحناء في الكمرات مسبقة الإجهاد

9.7.4.1 External tendons shall be attached to the member in a manner that maintains the specified eccentricity between the tendons and the concrete centroid through the full range of anticipated member deflections.

9.7.4.1 تعلق كابلات الشد الخارجية بالعنصر بطريقة تحافظ على اللامركزية المحددة بين كابلات الشد ومركز الخرسانة من خلال النطاق الكامل للتشوهات المتوقعة للعنصر.

9.7.4.2 If nonprestressed reinforcement is required to satisfy flexural strength, the detailing requirements of 9.7.3 shall be satisfied.

9.7.4.2 في حالة الحاجة إلى تسليح غير مسبق الإجهاد لاستيفاء مقاومة الانحناء ، يجب استيفاء متطلبات التفصيل الخاصة بـ 9.7.3.

9.7.4.3 Termination of prestressed reinforcement

9.7.4.3 إنهاء التسليح مسبق الإجهاد

9.7.4.3.1 Post-tensioned anchorage zones shall be designed and detailed in accordance with 25.9.

9.7.4.3.1 يتم تصميم وتفصيل مناطق تثبيت الشد اللاحق حسب 25.9.

9.7.4.3.2 Post-tensioning anchorages and couplers shall be designed and detailed in accordance with 25.8.

9.7.4.3.2 يجب تصميم مثبتات ومزدوجات لاحقة الشد وتفصيلها وفقاً لـ 25.8.

9.7.4.4 Termination of deformed reinforcement in beams with unbonded tendons

9.7.4.4 إنهاء التسليح المحلزن في الكمرات ذات كابلات شد غير مترابطة

9.7.4.4.1 Length of deformed reinforcement required by 9.6.2.3 shall be in accordance with (a) and (b): (a) At least $\ell_n/3$ in positive moment areas and be centered in those areas (b) At least $\ell_n/6$ on each side of the face of support in negative moment areas

9.7.4.4.1 طول التسليح المحلزن الذي تتطلبه الفقرة 9.6.2.3 يجب أن يكون وفقاً لـ (أ) و (ب): (أ) على الأقل $\ell_n / 3$ في مناطق العزوم الموجبة وأن يتركز في تلك المناطق (ب) على الأقل $\ell_n/6$ على كل جانب من جوانب الركيزة في مناطق العزوم السالبة.

COMMENTARY التعليق

R9.7.4 Flexural reinforcement in prestressed beams

R9.7.4 تسليح الانحناء في الكمرات المسبقة الإجهاد

R9.7.4.1 External tendons are often attached to the concrete beam at various locations between anchorages, such as midspan, quarter points, or third points, for desired load balancing effects, for tendon alignment, or to address tendon vibration concerns. Consideration should be given to the effects caused by the tendon profile shifting in relationship to the concrete centroid as the member deforms under effects of post tensioning and applied load.

R9.7.4.1 غالباً ما ترتبط الكابلات الخارجية بكمره الخرسانة في مواقع مختلفة بين المراسي ، مثل منتصف المسافة ، نقاط الربع ، أو النقاط الثالثة ، لتأثيرات توازن التحميل المرغوبة ، لمحاذاة الكابلات أو لمعالجة اهتزازات الكابلات. يجب مراعاة التأثيرات التي يسببها الإزاحة الجانبية للكابلات في العلاقة مع النقطة الوسطى الخرسانية حيث يتشوه العضو تحت تأثير حمل الشد المسبق والحمل المطبق.

R9.7.4.2 Nonprestressed reinforcement should be developed to achieve factored load forces. The requirements of 9.7.3 provide that bonded reinforcement required for flexural strength under factored loads is developed to achieve tensile or compressive forces.

R9.7.4.2 يجب تطوير تسليح غير مسبق الإجهاد لتحقيق قوى الحمولة المختبرة. متطلبات 9.7.3 تنص على أن التسليح المحلزن المطلوبة لقوة الانحناء تحت تأثير الحمولات وضعت لتحقيق قوى الشد أو الضغط.

R9.7.4.4 Termination of deformed reinforcement in beams with unbonded tendons

R9.7.4.4 إنهاء التسليح المحلزن في الكمرات ذات الكابلات غير مترابطة

R9.7.4.4.1 The minimum lengths apply for bonded reinforcement required by 9.6.2.3. Research (Odello and Mehta 1967) on continuous spans shows that these minimum lengths provide satisfactory behavior under service load and factored load conditions.

R9.7.4.4.1 تنطبق الحد الأدنى للأطوال على التسليح المترابطة المطلوبة في 9.6.2.3. تظهر الأبحاث (Odello and Mehta 1967) على البحور المستمرة أن هذه الأطوال الدنيا توفر سلوكاً مرضياً تحت تأثير حمل الخدمة وحالة الحمل المصعد.

CODE الكود

9.7.5 Longitudinal torsional reinforcement

9.7.5 التسليح الطولي للالتواء

9.7.5.1 If torsional reinforcement is required, longitudinal torsional reinforcement shall be distributed around the perimeter of closed stirrups that satisfy 25.7.1.6 or hoops with a spacing not greater than 300 mm. The longitudinal reinforcement shall be inside the stirrup or hoop, and at least one longitudinal bar or tendon shall be placed in each corner.

9.7.5.1 في حالة الحاجة إلى تسليح الالتواء ، يتم توزيع تسليح الالتواء الطولي حول محيط الكانات المغلفة التي تستوفي 25.7.1.6 أو الأطواق مع تباعد لا يزيد عن 300 mm . يجب أن يكون التسليح الطولي داخل الكانة أو الطوق، ويجب وضع كابل شد أو سيخ طولي واحد على الأقل في كل زاوية.

9.7.5.2 Longitudinal torsional reinforcement shall have a diameter at least 0.042 times the transverse reinforcement spacing, but not less than 10 mm.

9.7.5.2 يجب أن يكون للتسليح الطولي للالتواء قطر لا يقل عن 0.042 أضعاف تباعد التسليح العرضي ، ولكن لا يقل عن 10 mm.

9.7.5.3 Longitudinal torsional reinforcement shall extend for a distance of at least (bt + d) beyond the point required by analysis.

9.7.5.3 يجب أن يمتد التسليح الطولي للالتواء لمسافة على الأقل (bt + d) تتجاوز النقطة المطلوبة بالتحليل.

9.7.5.4 Longitudinal torsional reinforcement shall be developed at the face of the support at both ends of the beam

9.7.5.4 يجب تثبيت التسليح الطولي للالتواء عند وجه الركيزة على طرفي الكمر.

9.7.6 Transverse reinforcement

9.7.6 التسليح العرضي

9.7.6.1 General

9.7.6.1 عام

COMMENTARY التعليق

R9.7.5 Longitudinal torsional reinforcement

R9.7.5 التسليح الطولي للالتواء

R9.7.5.1 Longitudinal reinforcement is needed to resist the sum of the longitudinal tensile forces due to torsion. Because the force acts along the centroidal axis of the section, the centroid of the additional longitudinal reinforcement for torsion should approximately coincide with the centroid of the section. The Code accomplishes this by requiring the longitudinal torsional reinforcement be distributed around the perimeter of the closed stirrups. Longitudinal bars or tendons are required in each corner of the stirrups to provide anchorage for the stirrup legs. Corner bars have also been found to be effective in developing torsional strength and controlling cracks.

7.5.1 R9 يستخدم التسليح الطولي لمقاومة مجموع قوى الشد الطولية بسبب الالتواء. لأن القوة تعمل على طول المحور المركزي للجزء، فإن النقطة الوسطى من التسليح الطولي الإضافي للالتواء يجب أن يتزامن تقريبا مع النقطة الوسطى للمقطع. ينجز الكود هذا من خلال طلب زيادة التسليح للالتواء الطولي حول محيط الكانات المغلفة. مطلوبة الاسياخ الطولية أو الكابلات في كل ركن من أركان الكانات لتوفير سند لسيفان الكانات. كما تم العثور على قضبان الزاوية لتكون فعالة في مقاومة الالتواء والتحكم في الشقوق.

R9.7.5.3 The distance (bt + d) beyond the point at which longitudinal torsional reinforcement is calculated to be no longer required is greater than that used for shear and flexural reinforcement because torsional diagonal tension cracks develop in a helical form. The same distance is required by 9.7.6.3.2 for transverse torsional reinforcement.

9.7.5.3 R9 المسافة (bt + d) إلى ما بعد النقطة التي يُحسب عندها تسليح الالتواء الطولية لم تعد مطلوبة ، أكبر من تلك المستخدمة في تسليح القص والمنعطفات لأن تشققات الشد الانزلاقية القطرية تتطور في شكل حلزوني . المسافة نفسها مطلوبة من 9.7.6.3.2 لتسليح الالتواء العرضي.

R9.7.5.4 Longitudinal torsional reinforcement required at a support should be adequately anchored into the support. Sufficient embedment length should be provided outside the inner face of the support to develop the needed tensile force in the bars or tendons. For bars, this may require hooks or horizontal U shaped bars lapped with the longitudinal torsional reinforcement.

9.7.5.4 R9 ينبغي تعزيز التسليح للالتواء الطولي المطلوب عند المساندة على نحو ملائم في الركيزة. يجب توفير طول كافٍ للتضمين خارج الوجه الداخلي للركيزة من أجل مقاومة الشد المطلوبة في الاسياخ أو الكابلات . بالنسبة للقضبان، قد يتطلب ذلك خطافات أو قضبان أفقية على شكل حرف U موضوعة مع التسليح للالتواء الطولي.

R9.7.6 Transverse reinforcement

R9.7.6 التسليح العرضي

CODE

الكود

9.7.6.1.1 Transverse reinforcement shall be in accordance with this section. The most restrictive requirements shall apply.

9.7.6.1.1 يجب أن تكون التسليح العرضي وفقاً لهذا المقطع. تطبق الشروط الأكثر تقييداً

9.7.6.1.2 Details of transverse reinforcement shall be in accordance with 25.7.

9.7.6.1.2 يجب أن تكون تفاصيل التسليح العرضي وفقاً لـ 25.7.

9.7.6.2 Shear

9.7.6.2 القص

9.7.6.2.1 If required, shear reinforcement shall be provided using stirrups, hoops, or longitudinal bent bars.

9.7.6.2.1 إذا لزم الأمر ، يجب توفير تسليح القص باستخدام الكانات ، الأطواق ، أو الاسياخ المنحنية الطولية.

9.7.6.2.2 Maximum spacing of shear reinforcement shall be in accordance with Table 9.7.6.2.2.

9.7.6.2.2 يجب أن يكون الحد الأقصى لتباعد تسليح القص متوافقاً مع الجدول 9.7.6.2.2.

Table 9.7.6.2.2—Maximum spacing of shear reinforcement

الجدول 9.7.6.2.2 – أقصى تباعد لتسليح القص

V_s		Maximum s , mm	
		Nonprestressed beam	Prestressed beam
$\leq 0.33\sqrt{f_c}b_wd$	Lesser of:	$d/2$	$3h/4$
		600	
$> 0.33\sqrt{f_c}b_wd$	Lesser of:	$d/4$	$3h/8$
		300	

9.7.6.2.3 Inclined stirrups and longitudinal bars bent to act as shear reinforcement shall be spaced so that every 45-degree line, extending $d/2$ toward the reaction from middepth of member to longitudinal tension reinforcement, shall be crossed by at least one line of shear reinforcement.

9.7.6.2.3 يجب أن تكون تباعد الكانات المائلة والاسياخ الطولية منحنية للعمل بمثابة تسليح القص بحيث يتم عبور كل خط 45 درجة ، وتوسيع $d/2$ نحو رد فعل من منتصف عمق العنصر إلى تسليح الشد الطولي ، عبر خط واحد على الأقل من تسليح القص.

COMMENTARY

التعليق

CODE

الكود

9.7.6.2.4 Longitudinal bars bent to act as shear reinforcement, if extended into a region of tension, shall be continuous with longitudinal reinforcement and, if extended into a region of compression, shall be anchored $d/2$ beyond middepth of member.

9.7.6.2.4 الاسياخ الطولية منحنية للعمل كتسليح للقص ، إذا مددت في منطقة شد ، يجب أن تكون متواصلة مع تسليح طولي ، وإذا كانت ممددة في منطقة ضغط ، يجب تثبيتها $d/2$ بعد منتصف عمق العنصر.

9.7.6.3 Torsion

9.7.6.3 الالتواء

9.7.6.3.1 If required, transverse torsional reinforcement shall be closed stirrups satisfying 25.7.1.6 or hoops.

9.7.6.3.1 إذا لزم الأمر ، يجب أن يكون تسليح الالتواء العرضي كانات مغلقة مستوفية 25.7.1.6 أو الأطواق.

9.7.6.3.2 Transverse torsional reinforcement shall extend a distance of at least $(bt + d)$ beyond the point required by analysis.

9.7.6.3.2 يجب أن يمتد تسليح الالتواء العرضي لمسافة $(bt + d)$ على الأقل إلى بعد النقطة المطلوبة بالتحليل.

9.7.6.3.3 Spacing of transverse torsional reinforcement shall not exceed the lesser of $ph/8$ and 300 mm.

9.7.6.3.3 يجب ألا يتجاوز التباعد للتسليح العرضي للالتواء أقل من $300 \text{ mm. و } ph/8$

COMMENTARY

التعليق

R9.7.6.3 Torsion

R9.7.6.3 الالتواء

R9.7.6.3.1 The stirrups are required to be closed because inclined cracking due to torsion may occur on all faces of a member. In the case of sections subjected primarily to torsion, the concrete side cover over the stirrups spalls off at high torques (Mitchell and Collins 1976). This renders lap-spliced stirrups ineffective, leading to a premature torsional failure (Behera and Rajagopalan 1969). Therefore, closed stirrups should not be made up of pairs of U-stirrups lapping one another.

R9.7.6.3.1 يجب إغلاق الكانات لأن التشقق المائل بسبب الالتواء قد يحدث على جميع أوجه العضو. في حالة المقاطع التي تخضع أساساً للالتواء، فإن الغطاء الجانبي للخرسانة فوق الكانات يتصاعد عند عزم الدوران العالي (ميتشل وكولينز 1976). هذا يجعل الكانات المترابطة غير فعالة، مما يؤدي إلى فشل الالتواء المبكر (Behera و Rajagopalan 1969). لذلك، لا ينبغي أن يتألف كانات مغلقة من أزواج من كانات U- بعضها حول بعض.

R9.7.6.3.2 The distance $(bt + d)$ beyond the point at which transverse torsional reinforcement is calculated to be no longer required is greater than that used for shear and flexural reinforcement because torsional diagonal tension cracks develop in a helical form. The same distance is required by 9.7.5.3 for longitudinal torsional reinforcement.

R9.7.6.3.2 المسافة $(bt + d)$ إلى ما بعد النقطة التي يُحسب عندها تسليح الالتواء العرضية لم تعد مطلوبة ، أكبر من تلك المستخدمة في تسليح القص و تسليح الانحناء لأن تشققات الشد الانزلاقية القطرية تتطور في شكل حلزوني. المسافة نفسها مطلوبة من 9.7.5.3 لتسليح الالتواء الطولي.

R9.7.6.3.3 Spacing of the transverse torsional reinforcement is limited to ensure development of the torsional strength of the beam, prevent excessive loss of torsional stiffness after cracking, and control crack widths. For a square cross section, the $ph/8$ limitation requires stirrups at approximately $d/2$, which corresponds to 9.7.6.2.

R9.7.6.3.3 وتقتصر المسافة بين التسليح للالتواء العرضي على ضمان مقاومة الالتوائية للكمرة ، ومنع الفقد المفرط للجساءة الالتوائية بعد التشققات ، والتحكم في عروض التشقق. بالنسبة لمقطع عرضي مربع، يتطلب كانات $ph/8$ كانه عند $d/2$ تقريباً ، وهو ما يتوافق مع 9.7.6.2.

CODE الكود

9.7.6.3.4 For hollow sections, the distance from the centerline of the transverse torsional reinforcement to the inside face of the wall of the hollow section shall be at least $0.5A_{oh}/p_h$.

9.7.6.3.4 بالنسبة للمقاطع المجوفة ، يجب أن تكون المسافة من خط مركز التسليح العرضي للالتواء إلى السطح الداخلي لجدار المقطع المجوف على شكل $0.5A_{oh}/p_h$

9.7.6.4 Lateral support of compression reinforcement

9.7.6.4 تسليح الضغط للتدعيم الجانبي

9.7.6.4.1 Transverse reinforcement shall be provided throughout the distance where longitudinal compression reinforcement is required. Lateral support of longitudinal compression reinforcement shall be provided by closed stirrups or hoops in accordance with 9.7.6.4.2 through 9.7.6.4.4.

9.7.6.4.1 يجب توفير تسليح عرضي عبر المسافة التي يتطلب فيها تسليح طولي للضغط . يتم توفير التسليح الطولي للضغط للتدعيم الجانبي بواسطة كانات مغلقة أو الأطواق وفقا لـ 9.7.6.4.2 خلال 9.7.6.4.4.

9.7.6.4.2 Size of transverse reinforcement shall be at least (a) or (b). Deformed wire or welded wire reinforcement of equivalent area shall be permitted. (a) No. 10 for longitudinal bars No. 32 and smaller (b) No. 13 for longitudinal bars No. 36 and larger and for longitudinal bundled bars.

9.7.6.4.2 يجب أن يكون حجم التسليح العرضي على الأقل (أ) أو (ب) . يسمح بسلك محلزن أو سلك ملحوم لتسليح المنطقة المكافئة . (أ) رقم 10 للاسياخ الطولية رقم 32 وأصغر (ب) رقم 13 للاسياخ الطولية رقم 36 وأكبر لحزمة الاسياخ الطولية.

9.7.6.4.3 Spacing of transverse reinforcement shall not exceed the least of (a) through (c): (a) 16db of longitudinal reinforcement (b) 48db of transverse reinforcement (c) Least dimension of beam

9.7.6.4.3 يجب ألا تزيد مسافة التسليح العرضي عن (أ) إلى (ج): (أ) 16db من التسليح الطولي (ب) 48db من التسليح العرضي (ج) أقل بعد للكمره.

9.7.6.4.4 Longitudinal compression reinforcement shall be arranged such that every corner and alternate compression bar shall be enclosed by the corner of the transverse reinforcement with an included angle of not more than 135 degrees, and no bar shall be farther than 150 mm. clear on each side along the transverse reinforcement from such an enclosed bar.

9.7.6.4.4 يجب ترتيب التسليح الطولي للضغط بحيث يوضع كل ركن وسيخ ضغط بديل بركن التسليح العرضي بزاوية لا تزيد عن 135 درجة ، ولا يجب أن يكون أي سيخ أبعد من 150 mm الصافي على كل جانب على طول التسليح العرضي من سيخ مغلق.

COMMENTARY التعليق

R9.7.6.3.4 The transverse torsional reinforcement in a hollow section should be located in the outer half of the wall thickness effective for torsion where the wall thickness can be taken as A_{oh}/p_h .

R9.7.6.3.4 يجب وضع التسليح للالتواء العرضي في المقطع المجوف في النصف الخارجي لسلك الجدار الفعال للالتواء حيث يمكن أخذ سمك الجدار على شكل A_{oh} / p_h

R9.7.6.4 Lateral support of compression reinforcement

R9.7.6.4 تسليح الضغط للتدعيم الجانبي

R9.7.6.4.1 Compression reinforcement in beams should be enclosed by transverse reinforcement to prevent buckling.

R9.7.6.4.1 ينبغي تدعيم تسليح الضغط في الكمره بواسطة تسليح مغلق لمنع الانبعاج.

CODE الكود

9.7.7 Structural integrity reinforcement in cast in-place beams

9.7.7 تسليح الاكتمال الإنشائي في الكمرات مصبوبة في الموقع

9.7.7.1 For beams along the perimeter of the structure, structural integrity reinforcement shall be in accordance with (a) through (c): (a) At least one-quarter of the maximum positive moment reinforcement, but not less than two bars or strands, shall be continuous (b) At least one-sixth of the negative moment reinforcement at the support, but not less than two bars or strands, shall be continuous (c) Longitudinal structural integrity reinforcement shall be enclosed by closed stirrups in accordance with 25.7.1.6 or hoops along the clear span of the beam

9.7.7.1 بالنسبة للكمرات على طول محيط المبنى ، يجب أن يكون تسليح الاكتمال الإنشائي وفقاً (أ) إلى (ج): (أ) على الأقل ربع أقصى تسليح عزم موجب، ولكن ليس أقل من سيخين أو يجب أن تكون الكابلات متواصلة (ب) يجب أن يكون سدس تسليح العزم السالب على الأقل عند الركيزة ، ولكن ليس أقل من سيخين أو يجب أن تكون الكابلات متواصلة (ج) يجب أن تكون التسليح الطولي للسلامة الإنشائي محاط بكانات مغلقة حسب 25.7.1.6 أو الأطواق على طول البحر الصافي للكمرة.

COMMENTARY التعليق

R9.7.7 Structural integrity reinforcement in cast-in-place beams—Experience has shown that the overall integrity of a structure can be substantially enhanced by minor changes in detailing of reinforcement and connections. It is the intent of this section of the Code to improve the redundancy and ductility in structures so that in the event of damage to a major supporting element or an abnormal loading event, the resulting damage may be localized and the structure will have a higher probability of maintaining overall stability. With damage to a support, top reinforcement that is continuous over the support, but not confined by stirrups, will tend to tear out of the concrete and will not provide the catenary action required to bridge the damaged support. By making a portion of the bottom reinforcement continuous, catenary action can be provided. If the depth of a continuous beam changes at a support, the bottom reinforcement in the deeper member should be terminated into the support with a standard hook or headed bar and the bottom reinforcement in the shallower member should be extended into and fully developed in the deeper member.

9.7.7.7 تسليح الاكتمال الإنشائي في كمرة مصبوبة في الموقع- أظهرت التجربة أن السلامة الشاملة للمنشأ يمكن تعزيزها بصورة جوهريه بتغييرات طفيفة في تفصيل التسليح والتوصيلات. إن الغرض من هذا القسم من الكود هو تحسين الوفرة والليونة في الهياكل بحيث أنه في حالة حدوث ضرر لعنصر داعم رئيسي أو حدث تحميل غير طبيعي، يمكن أن يكون الضرر الناتج محلياً وأن يكون للهيكل احتمال أكبر للحفاظ على الاستقرار العام. مع وجود أضرار للدعم، فإن التسليح العلوي المستمر على الركيزة ، ولكن ليس محصوراً بالكانات ، سوف يميل إلى التمزق من الخرسانة ولن يوفر الإجراء المؤقت اللازم لجسر الركيزة المتضرر. من خلال جعل جزء من التسليح السفلي مستمر، يمكن توفير عمل سلسل. إذا تغير عمق الكمرة المستمرة عند مستوى الركيزة ، فيجب أن يتم إنهاء التسليح السفلي في العضو الأكثر عمقاً في الركيزة باستخدام خطاف قياسي أو قضيب برأس ويجب توسيع الامتداد السفلي في العنصر وتطوره بالكامل في العمق للأعضاء.

R9.7.7.1 Requiring continuous top and bottom reinforcement in perimeter or spandrel beams provides a continuous tie around the structure. It is not the intent to require a tension tie of continuous reinforcement of constant size around the entire perimeter of a structure, but rather to require that onehalf of the top flexural reinforcement required to extend past the point of inflection by 9.7.3.8.4 be further extended and spliced at or near midspan as required by 9.7.7.5. Similarly, the bottom reinforcement required to extend into the support in 9.7.3.8.2 should be made continuous or spliced with bottom reinforcement from the adjacent span. At noncontinuous supports, the longitudinal reinforcement is anchored as required by 9.7.7.4.

9.7.7.1 يتطلب التسليح المتواصل من الأعلى والأسفل في الكمرة الخارجية أو ذات الحافات الدائرية رابطة مستمرة حول الهيكل. ليس الغرض من ذلك هو طلب ربط شد من التسليح المستمر للحجم الاستاتيكي حول محيط المبنى بالكامل، ولكن بدلاً من ذلك تتطلب أن يكون هناك واحد من أعلى تسليح الانحناء المطلوبة لتجاوز نقطة الانعكاس بمقدار 9.7.3.8.4 تم تمديدتها وتقريبها في أو بالقرب من منتصف المسافة كما هو مطلوب من 9.7.7.5. وبالمثل، يجب أن يكون التسليح السفلي المطلوب للتمدد إلى الركيزة في 9.7.3.8.2 متواصلاً أو مجزأ مع تسليح القاع من البحر المجاور. في الدعام غير المتواصلة، يتم تعزيز التسليح الطولي كما هو مطلوب من قبل 9.7.7.4.

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

Figure R9.7.7.1 shows an example of a two piece stirrup that satisfies the requirement of Sections 9.7.7.1(c) and 9.7.7.2(b). The 90-degree hook of the cap tie is located on the slab side so that it is better confined. Pairs of U-stirrups lapping one another as defined in 25.7.1.7 are not permitted in perimeter or spandrel beams. In the event of damage to the side concrete cover, the top longitudinal reinforcement may tend to tear out of the concrete and will not be adequately restrained by the exposed lap splice of the stirrup. Thus, the top longitudinal reinforcement will not provide the catenary action needed to bridge over a damaged region. Further, lapped U-stirrups will not be effective at high torque as discussed in R9.7.6.3.1.

يُظهر الشكل R9.7.7.1 مثالاً على كانتات من قطعتين يفي بمتطلبات القسمين 9.7.7.1 (c) و 9.7.7.2 (b). يقع ربط ربطة العنق بزاوية 90 درجة على جانب البلاطة بحيث يكون محصوراً بشكل أفضل. لا يسمح بأزواج من كانتات U-بعضها على النحو المحدد في 25.7.1.7 في كمره محيط أو دائرية. في حالة حدوث ضرر على الغطاء الخرساني الجانبي، قد تميل التسليح الطولية العليا إلى التشقق من الخرسانة ولن يتم تقييدها بشكل كاف عن طريق التوصيلات المكشوفة للكانات. وبالتالي، فإن التسليح الطولية العليا لن توفر الإجراء المتسلسل اللازم للتغلب على المنطقة المتضررة. علاوة على ذلك، لن يكون سنادات U الموصلة بفعالة عند عزم الدوران العالي كما هو مذكور في R9.7.6.3.1.

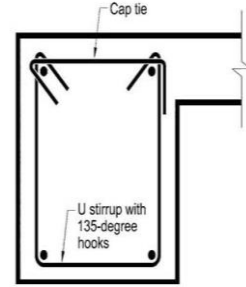


Fig. R9.7.7.1—Example of a two-piece stirrup that complies with the requirements of 9.7.7.1(c) and 9.7.7.2(b).

9.7.7.2 For other than perimeter beams, structural integrity reinforcement shall be in accordance with (a) or (b): (a) At least one-quarter of the maximum positive moment reinforcement, but not less than two bars or strands, shall be continuous. (b) Longitudinal reinforcement shall be enclosed by closed stirrups in accordance with 25.7.1.6 or hoops along the clear span of the beam.

9.7.7.2 فيما يتعلق بمحيط الكمرات ، يجب أن يكون تسليح الاكتمال الإنشائي طبقاً لما يلي (أ) أو (ب): (أ) يجب على الأقل ربع تسليح أقصى عزم موجب ، ولكن ليس أقل من سيخين أو يجب أن تكون الكابلات متواصلة (ب) يوضع التسليح الطولي بالقرب من الكانات المغلقة حسب 25.7.1.6 أو الأطواق على طول البحر الصافي للكمرة.

9.7.7.3 Longitudinal structural integrity reinforcement shall pass through the region bounded by the longitudinal reinforcement of the column.

9.7.7.3 يجب أن يمرر التسليح الطولي للاكتمال الإنشائي عبر المنطقة المحصورة بالتسليح الطولي للعمود.

الشكل - R7.7.7.1. مثال على كانتات قطعتين يتوافق مع متطلبات 9.7.7.1 (c) و 9.7.7.2 (b).

R9.7.7.2 At noncontinuous supports, the longitudinal reinforcement is anchored as required by 9.7.7.4. R9.7.7.1 provides an example of a two-piece stirrup that satisfies 9.7.7.2(b)

R9.7.7.2 في الركائز غير المستمرة ، يستند التسليح الطولي على النحو المطلوب في 9.7.7.4 . يقدم نموذج R9.7.7.1 مثالاً على كانتات من قطعتين يرضي 9.7.7.2 (ب)

R9.7.7.3 In the case of walls providing vertical support, the longitudinal reinforcement should pass through or be anchored in the wall.

R9.7.7.3 في حالة الجدران التي توفر ركائز رأسية ، ينبغي أن يمر التسليح الطولي خلال الجدار أو ترتكز عليه.

CODE الكود

9.7.7.4 Longitudinal structural integrity reinforcement at noncontinuous supports shall be anchored to develop f_y at the face of the support.

9.7.7.4 يجب تثبيت التسليح الطولي للاكتمال الانشائي في الركائز الغير متواصلة من أجل تثبيت f_y عند وجه الركيزة.

9.7.7.5 If splices are necessary in continuous structural integrity reinforcement, the reinforcement shall be spliced in accordance with (a) and (b): (a) Positive moment reinforcement shall be spliced at or near the support (b) Negative moment reinforcement shall be spliced at or near midspan

9.7.7.5 إذا كانت التوصيلات ضرورية في تسليح الاكتمال الانشائي المستمر ، فيجب توصيل التسليح طبقاً لكل من (أ) و (ب):
(أ) يتم توصيل تسليح العزم الموجب عند أو بالقرب من الركيزة (ب) يجب أن يكون تسليح العزم السالب موصلاً في أو بالقرب من منتصف البحر.

9.7.7.6 Splices shall be full mechanical, full welded, or Class B tension lap splices.

9.7.7.6 يجب أن تكون التوصيلات موصلة ميكانيكياً أو ملحوم بالكامل أو من صنف الفئة B لوصلات الشد.

9.8—Nonprestressed one-way joist systems

9.8 - أنظمة الاعصاب الغير مسبقة الاجهاد في اتجاه واحد

9.8.1 General

9.8.1 عام

9.8.1.1 Nonprestressed one-way joist construction consists of a monolithic combination of regularly spaced ribs and a top slab designed to span in one direction.

9.8.1.1 يتكون بناء الاعصاب في إتجاه واحد الغير مسبق الاجهاد من تركيب متجانس من اعصاب متباعدة بانتظام وبلاطة علوية تم تصميمها لتمتد في اتجاه واحد.

9.8.1.2 Width of ribs shall be at least 100 mm. at any location along the depth.

9.8.1.2 يجب أن يكون عرض الاعصاب على الأقل 100 mm في أي مكان على طول العمق.

9.8.1.3 Overall depth of ribs shall not exceed 3.5 times the minimum width.

9.8.1.3 يجب ألا يتجاوز العمق الكلي للاعصاب 3.5 ضعف الحد الأدنى للعرض.

COMMENTARY التعليق

R9.8—Nonprestressed one-way joist systems

R9.8 - أنظمة الاعصاب أحادي الاتجاه مسبقة الاجهاد

R9.8.1 General_The empirical limits established for nonprestressed reinforced concrete joist floors are based on successful past performance of joist construction using standard joist forming systems. For prestressed joist construction, this section may be used as guide.

R9.8.1 عام_تستند الحدود التجريبية للسقف بأنظمة الاعصاب أحادي الاتجاه مسبقة الاجهاد على الأداء السابق الناجح لبناء الاعصاب باستخدام أنظمة تشكيل الاعصاب القياسية. بالنسبة إلى بناء العصب المسبق الاجهاد، يمكن استخدام هذا القسم كدليل.

CODE الكود

9.8.1.4 Clear spacing between ribs shall not exceed 750 mm

9.8.1.4 يجب ألا يتجاوز التباعد الصافي بين الاعصاب 750 mm

9.8.1.5 V_c shall be permitted to be taken as 1.1 times the value calculated in 22.5.

9.8.1.5 يسمح لـ V_c باستخدام 1.1 مرة القيمة المحسوبة في 22.5.

9.8.1.6 For structural integrity, at least one bottom bar in each joist shall be continuous and shall be anchored to develop f_y at the face of supports.

9.8.1.6 بالنسبة للاكتمال الاتشاني ، يجب أن يكون سيخ سفلي واحد على الأقل في كل عصب متواصلاً ويجب أن يكون مثبتاً لتثبيت f_y عند وجه الركيزة.

9.8.1.7 Reinforcement perpendicular to the ribs shall be provided in the slab as required for flexure, considering load concentrations, and shall be at least that required for shrinkage and temperature in accordance with 24.4.

9.8.1.7 يجب توفير التسليح العمودي للاعصاب في البلاطة كما هو مطلوب من أجل الانحناء ، مع مراعاة تركيزات الحمولة ، ويجب أن تكون على الأقل تلك المطلوبة للانكماش والحرارة وفقاً لـ 24.4.

9.8.1.8 One-way joist construction not satisfying the limitations of 9.8.1.1 through 9.8.1.4 shall be designed as slabs and beams.

9.8.1.8 يصمم بناء الاعصاب في إتجاه واحد دون استيفاء القيود من 9.8.1.1 إلى 9.8.1.4 كبلطات وكمرات.

9.8.2 Joist systems with structural fillers

9.8.2 أنظمة أعصاب مع حشوات أنشائية

9.8.2.1 If permanent burned clay or concrete tile fillers of material having a unit compressive strength at least equal to f_c' in the joists are used, 9.8.2.1.1 and 9.8.2.1.2 shall apply

9.8.2.1 في حالة استخدام حشوات طينية أو حشوات خرسانية دائمة ذات مادة مقاومة انضغاطية على الأقل مساوية لـ f_c' في الاعصاب ، تطبق المواصفة 9.8.2.1.1 و 9.8.2.1.2

9.8.2.1.1 Slab thickness over fillers shall be at least the greater of one-twelfth the clear distance between ribs and 40 mm.

9.8.2.1.1 يجب أن تكون سماكة البلاطة على الحشوات أكبر على الأقل من 1/12 المسافة الصافية بين الاعصاب و 40 mm.

COMMENTARY التعليق

R9.8.1.4 A limit on the maximum spacing of ribs is required because of the provisions permitting higher shear strengths and less concrete cover for the reinforcement for these relatively small, repetitive members.

R9.8.1.4 يلزم وجود حد أقصى للمسافة بين الاعصاب بسبب أحكام تسمح بنقاط مقاومه قص عالية وغطاء خرساني أقل من أجل تسليح هذه العناصر الصغيرة نسبياً والمتكررة.

R9.8.1.5 This increase in shear strength is justified on the basis of: 1) satisfactory performance of joist construction designed with higher calculated shear strengths specified in previous Codes which allowed comparable shear stresses; and 2) potential for redistribution of local overloads to adjacent joists.

R9.8.1.5 إن هذه الزيادة في قوة القص لها ما يبررها على أساس: (1) الأداء المرضي لبناء الاعصاب المصمم لمقاومه اعلى قص محسوب و المحددة في الكودات السابقة والتي سمحت باجهاد القص المماثل ؛ و (2) إمكانية إعادة توزيع الحمولات الزائدة المحلية على الاعصاب المجاورة.

CODE الكود

9.8.2.1.2 For calculation of shear and negative moment strength, it shall be permitted to include the vertical shells of fillers in contact with the ribs. Other portions of fillers shall not be included in strength calculations.

9.8.2.1.2 لحساب مقاومة القص والعزم السالب ، يجب السماح بأدخال التغطيات الرأسية للحشوات الملامسة للاعصاب. يجب ألا يتم إدخال أجزاء أخرى من الحشوات في حسابات المقاومة.

9.8.3 Joist systems with other fillers

9.8.3 أنظمة الاعصاب مع حشوات أخرى

9.8.3.1 If fillers not complying with 9.8.2.1 or removable forms are used, slab thickness shall be at least the greater of one-twelfth the clear distance between ribs and 50 mm.

9.8.3.1 إذا تم استخدام مواد مالئة غير متوافقة مع 9.8.2.1 أو أشكال قابلة للإزالة ، يجب أن يكون سمك البلاطة الحشوات أكبر على الأقل من 1/12 المسافة الصافية بين الاعصاب و 50 mm.

9.9—Deep beams

9.9 - كمرات عميقة

9.9.1 General

9.9.1 عام

9.9.1.1 Deep beams are members that are loaded on one face and supported on the opposite face such that strut-like compression elements can develop between the loads and supports and that satisfy (a) or (b): (a) Clear span does not exceed four times the overall member depth h (b) Concentrated loads exist within a distance $2h$ from the face of the support

9.9.1.1 الكمرات العميقة هي عناصر يتم تحميلها على وجه واحد ويتم دعمها على الوجه المعاكس بحيث يمكن أن تتطور عناصر الضغط الشبيهة بالقوائم بين الأحمال والركائز والتي تلبي (أ) أو (ب):
(أ) البحر الصافي لا يتجاوز أربعة أضعاف العمق الكلي للعنصر h
(ب) توجد الأحمال المركزة داخل مسافة $2h$ عند وجه الركيزة

9.9.1.2 Deep beams shall be designed taking into account nonlinear distribution of longitudinal strain over the depth of the beam.

9.9.1.2 تصمم الكمرات العميقة مع مراعاة التوزيع اللاخطي للأنفعال الطولي فوق عمق الكمرة.

9.9.1.3 Strut-and-tie models in accordance with Chapter 23 are deemed to satisfy 9.9.1.2.

9.9.1.3 تعتبر نماذج التوصيل -الشداد وفقاً للفصل 23 تلبي 9.9.1.2.

COMMENTARY التعليق

R9.9—Deep beams

R9.9 - كمرات عميقة

R9.9.1 General

R9.9.1 عام

R9.9.1.1 The behavior of deep beams is discussed in Schlaich et al. (1987), Rogowsky and MacGregor (1986), Marti (1985), and Crist (1966). For a deep beam supporting gravity loads, this provision applies if the loads are applied on the top of the beam and the beam is supported on its bottom face. If the loads are applied through the sides or bottom of such a member, strut-and-tie models, as defined in Chapter 23 should be used to design reinforcement to internally transfer the loads to the top of the beam and distribute them to adjacent supports

R9.9.1.1 تمت مناقشة سلوك الكمرة العميقة في Schlaich et al. (1987)، Rogowsky و MacGregor (1986)، Marti (1985)، و Crist (1966). للحصول على كمر عميق تدعم أحمال الجاذبية، ينطبق هذا الحكم إذا تم تطبيق الأحمال على الجزء العلوي من الكمرة ويتم دعم الكمرة على وجهه السفلي. إذا تم تطبيق الأحمال من خلال جوانب أو قاع هذا العضو، فيجب استخدام نماذج الركائز والرباط، كما هو محدد في الفصل 23 لتصميم التسليح لنقل الأحمال داخلياً إلى الجزء العلوي من الكمرة وتوزيعها على الركائز المجاورة

R9.9.1.2 The Code does not contain detailed requirements for designing deep beams for moment, except that a nonlinear strain distribution should be considered. Guidance for the design of deep beams for flexure is given in Chow et al. (1953), Portland Cement Association (1946), and Park and Paulay (1975).

R9.9.1.2 لا يحتوي الكود على متطلبات تفصيلية لتصميم الكمرات العميقة للعزم ، باستثناء أنه ينبغي النظر في توزيع سلاطة غير خطية. يتم تقديم إرشادات لتصميم كمرات العميقة من أجل الشد في Chow et al. (1953) ، وبورك وبولاى (1975).

CODE الكود

9.9.2 Dimensional limits

9.9.2 حدود الأبعاد

9.9.2.1 Deep beam dimensions shall be selected such that:

9.9.2.1 يتم اختيار أبعاد الكمرة العميقة بحيث:

$$V_u \leq \phi 0.83 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (9.9.2.1)$$

9.9.3 Reinforcement limits

9.9.3 حدود التسليح

9.9.3.1 Distributed reinforcement along the side faces of deep beams shall be at least that required in (a) and (b): (a) The area of distributed reinforcement perpendicular to the longitudinal axis of the beam, A_v , shall be at least $0.0025bws$, where s is the spacing of the distributed transverse reinforcement. (b) The area of distributed reinforcement parallel to the longitudinal axis of the beam, A_{vh} , shall be at least $0.0025bws^2$, where s^2 is the spacing of the distributed longitudinal reinforcement.

9.9.3.1 يجب أن يكون التسليح الموزع على طول الأوجه الجانبية للكمرات العميقة على الأقل تلك المطلوبة في (أ) و (ب): (أ) تكون مساحة التسليح الموزع عمودياً على المحور الطولي للكمرات، A_v ، على الأقل $0.0025bws$ ، حيث تمثل s التباعد بين التسليح العرضي الموزع. (ب) يجب أن تكون مساحة التسليح الموزع بالتوازي مع المحور الطولي للكمرات، A_{vh} ، على الأقل $0.0025bws^2$ حيث s^2 هي التباعد بين التسليح الطولي الموزع.

9.9.3.2 The minimum area of flexural tension reinforcement, $A_{s,min}$, shall be determined in accordance with 9.6.1.

9.9.3.2 يجب تحديد الحد الأدنى لمساحة التسليح لاحتواء الشد، $A_{s,min}$ ، المحددة وفقاً لـ 9.6.1.

COMMENTARY التعليق

R9.9.2 Dimensional limits

R9.9.2 حدود الأبعاد

R9.9.2.1 This limit imposes a dimensional restriction to control cracking under service loads and to guard against diagonal compression failures in deep beams.

R9.9.2.1 يفرض هذا الحد قيوداً على الأبعاد للتحكم في التشقق تحت أعباء الخدمة وللحماية من حالات فشل الانضغاط القطري في الكمرات العميقة.

R9.9.3 Reinforcement limits

R9.9.3 حدود التسليح

R9.9.3.1 The minimum reinforcement requirements of this section are to be used irrespective of the method used for design and are intended to control the width and propagation of inclined cracks. Tests (Rogowsky and MacGregor 1986; Marti 1985; Crist 1966) have shown that vertical shear reinforcement, perpendicular to the longitudinal axis of the member, is more effective for member shear strength than horizontal shear reinforcement, parallel to the longitudinal axis of the member, in a deep beam; however, the specified minimum reinforcement is the same in both directions to control the growth and width of diagonal cracks.

R9.9.3.1 يستعمل الحد الأدنى من متطلبات التسليح لهذا المقطع بصرف النظر عن الطريقة المستخدمة في التصميم ويهدف إلى التحكم في عرض ونشر الشقوق المائلة. أظهرت الاختبارات (Rogowsky و MacGregor 1986؛ Marti 1985؛ Crist 1966) أن تسليح القص العمودي، العمودي على المحور الطولي للعضو، هو أكثر فعالية بالنسبة لقوة القص العضوي من تسليح القص الأفقي، موازية للمحور الطولي للعضو، في كمره عميقة ومع ذلك، فإن الحد الأدنى من التسليح المحدد هو نفسه في كلا الاتجاهين للتحكم في نمو وعرض الشقوق القطرية.

CODE الكود

9.9.4 Reinforcement detailing

9.9.4 تفاصيل التسليح

9.9.4.1 Concrete cover shall be in accordance with 20.6.1.

9.9.4.1 يجب أن تكون الغطاء الخرساني وفقاً لـ 20.6.1.

9.9.4.2 Minimum spacing for longitudinal reinforcement shall be in accordance with 25.2.

9.9.4.2 يجب أن يكون أقل تباعد بين التسليح الطولي وفقاً لـ 25.2.

9.9.4.3 Spacing of distributed reinforcement required in 9.9.3.1 shall not exceed the lesser of $d/5$ and 300 mm

9.9.4.3 لا يجوز أن يزيد التباعد بين التسليح الموزع المطلوبة في 9.9.3.1 على أقل من $d/5$ و 300 mm.

9.9.4.4 Development of tension reinforcement shall account for distribution of stress in reinforcement that is not directly proportional to the bending moment.

9.9.4.4 يجب أن يكون تثبيت تسليح الشد لحساب توزيع الاجهاد في التسليح الذي لا يتناسب مباشرة مع عزم الانحناء.

9.9.4.5 At simple supports, positive moment tension reinforcement shall be anchored to develop f_y at the face of the support. If a deep beam is designed using Chapter 23, the positive moment tension reinforcement shall be anchored in accordance with 23.8.2 and 23.8.3.

9.9.4.5 في الركائز البسيطة ، يجب تثبيت تسليح عزم الشد الموجب لتثبيت f_y عند وجه الركيزة .إذا تم تصميم كمر عميقة باستخدام الفصل 23، فإن تسليح عزم الشد الموجب يجب أن يثبت وفقاً لـ 23.8.2 و 23.8.3.

9.9.4.6 At interior supports, (a) and (b) shall be satisfied: (a) Negative moment tension reinforcement shall be continuous with that of the adjacent spans. (b) Positive moment tension reinforcement shall be continuous or spliced with that of the adjacent spans.

9.9.4.6 في الركائز الداخلية ، يكون (أ) و (ب) مستوفيا: (أ) يجب أن يكون تسليح عزم الشد السالب متواصلاً مع الركائز المجاورة .(ب) يجب أن يكون تسليح عزم الشد الموجب متواصلاً أو متقطعاً بتوصيلات مع البحور المجاورة.

COMMENTARY التعليق

R9.9.4 Reinforcement detailing

R9.9.4 تفاصيل التسليح

R9.9.4.4 In deep beams, the stress in the longitudinal reinforcement is more uniform along the length than that of a beam or region that is not deep. High reinforcement stresses normally limited to the center region of a typical beam can extend to the supports in deep beams. Thus, the ends of longitudinal reinforcement may require positive anchorage in the form of standard hooks, bar heads, or other mechanical anchorage at supports.

R9.9.4.4 في الكمر العميقة ، يكون الضغط في التسليح الطولي أكثر اتساقاً على طول المسافة من كمر أو منطقة ليست عميقة .يمكن أن تمتد ضغوط التسليح العالية التي عادة ما تكون محدودة إلى منطقة المركز من كمر نموذجي للدعامات في الكمرات العميقة .وبالتالي، قد تتطلب أطراف التسليح الطولي رسواً إيجابياً على شكل خطافات قياسية أو رؤوس مسلحة أو أي تثبيت ميكانيكي آخر عند الدعام.

R9.9.4.5 The use of the strut-and-tie method for the design of deep beams illustrates that tensile forces in the bottom tie reinforcement need to be anchored at the face of the support. From this consideration, tie reinforcement should be continuous or developed at the face of the support (Rogowsky and MacGregor 1986).

R 9.9.4.5 يوضح استخدام طريقة التدعيم والرباط لتصميم الكمرات العميقة أن قوى الشد في التسليح السفلي يجب أن ترسو في وجه الركيزة .من هذا الاعتبار، يجب أن يكون تسليح الكانه المستمر أو تطويعها في وجه الركيزة (Rogowsky and MacGregor 1986)

CODE
الكود

CHAPTER 10—COLUMNS

الفصل 10 – الأعمدة

10.1—Scope

10.1 المجال

10.1.1 This chapter shall apply to the design of nonprestressed, prestressed, and composite columns, including reinforced concrete pedestals.

10.1.1 يطبق هذا الفصل على تصميم أعمدة غير مسبقة الإجهاد ، ومُسبقة الإجهاد ، ومركبة ، بما في ذلك القاعدة العلوية الخرسانية المسلحة.

10.1.2 Design of plain concrete pedestals shall be in accordance with Chapter 14.

10.1.2 يجب أن يكون تصميم القاعدة العلوية الخرسانية العادية وفقاً للفصل 14.

10.2—General

10.2.1 Materials

10.2 العام

10.2.1 المواد

10.2.1.1 Design properties for concrete shall be selected to be in accordance with Chapter 19.

10.2.1.1 يجب اختيار خصائص التصميم للخرسانة وفقاً للفصل 19 .

10.2.1.2 Design properties for steel reinforcement and structural steel used in composite columns shall be selected to be in accordance with Chapter 20.

10.2.1.2 يجب أن يتم اختيار خصائص التصميم الخاصة بتسليح الفولاذ والفولاذ الانشائي المستخدم في الأعمدة المركبة وفقاً للفصل 20.

10.2.1.3 Materials, design, and detailing requirements for embedments in concrete shall be in accordance with 20.7.

10.2.1.3 يجب أن تكون المواد والتصميم والتفصيل لمتطلبات الغرس في الخرسانة وفقاً لـ 20.7.

COMMENTARY
التعليق

CHAPTER 10—COLUMNS

الفصل 10 – الأعمدة

R10.2—General

R10.2 العام

CODE الكود

10.2.2 Composite columns

10.2.2 الأعمدة المركبة

10.2.2.1 If a structural steel shape, pipe, or tubing is used as longitudinal reinforcement, the column shall be designed as a composite column.

10.2.2.1 إذا تم استخدام شكل فولاذي أو ماسورة أو أنبوب أنشائي كتسليح طولي ، فسيتم تصميم العمود كعمود مركب.

10.2.3 Connection to other members

10.2.3 الاتصال بالعناصر الأخرى

10.2.3.1 For cast-in-place construction, beam column and slab-column joints shall satisfy Chapter 15.

10.2.3.1 بالنسبة للبناء المصبوب في الموقع ، يجب أن يستوفي عمود - كمرّة وعمود - بلاطة للفصل 15.

10.2.3.2 For precast construction, connections shall satisfy the force transfer requirements of 16.2.

10.2.3.2 في حالة البناء مسبق الصب ، يجب أن تستوفي الوصلات متطلبات نقل القوة في 16.2.

10.2.3.3 Connections of columns to foundations shall satisfy 16.3.

10.2.3.3 يجب أن تستوفي وصلات الأعمدة إلى الأساسات 16.3.

10.3—Design limits

10.3 - حدود التصميم

10.3.1 Dimensional limits

10.3.1 حدود الأبعاد

10.3.1.1 For columns with a square, octagonal, or other shaped cross section, it shall be permitted to base gross area considered, required reinforcement, and design strength on a circular section with a diameter equal to the least lateral dimension of the actual shape.

10.3.1.1 بالنسبة للأعمدة ذات المقطع العرضي المربع أو الثماني أو أي مقطع عرضي آخر ، يجب السماح للمساحة الكلية للقاعدة المعتبرة والتسليح المطلوب والمقاومة التصميمية في مقطع دائري بقطر يساوي أقل بُعد جانبي للشكل الفعلي.

COMMENTARY التعليق

R10.2.2 Composite columns

R10.2.2 الأعمدة المركبة

R10.2.2.1 Composite columns include both structural steel sections encased in concrete and hollow structural steel sections filled with concrete. Reference to other metals used for reinforcement has been omitted because they are seldom used in concrete construction.

R10.2.2.1 تشتمل الأعمدة المركبة على أقسام فولاذية إنشائية مغلقة في أقسام من الفولاذ الإنشائي المجوف والخرسانة المملوءة بالخرسانة. تم حذف الإشارة إلى المعادن الأخرى المستخدمة في التسليح لأنها نادراً ما تستخدم في البناء الخرساني.

R10.3—Design limits

R10.3 - حدود التصميم

R10.3.1 Dimensional limits—Explicit minimum sizes for columns are not specified to permit the use of reinforced concrete columns with small cross sections in lightly loaded structures, such as low-rise residential and light office buildings. If small cross sections are used, there is a greater need for careful workmanship, and shrinkage stresses have increased significance.

R10.3.1 حدود الأبعاد - لا يتم تحديد الحد الأدنى الصريح للأحجام للعمود للسماح باستخدام أعمدة خرسانية مقوّمة ذات أقسام عرضية صغيرة المحملة بطريقة خفيفة ، مثل مباني المكاتب السكنية المنخفضة والخفيفة. إذا تم استخدام مقاطع عرضية صغيرة، فهناك حاجة أكبر لانتقان العمل ، واجتهاد الاتكماش له أهمية أكثر

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

10.3.1.2 For columns with cross sections larger than required by considerations of loading, it shall be permitted to base gross area considered, required reinforcement, and design strength on a reduced effective area, not less than one-half the total area. This provision shall not apply to columns in special moment frames or columns not part of the seismic-force resisting system required to be designed in accordance with Chapter 18.

10-3-1-2 بالنسبة للأعمدة ذات المقاطع العرضية الأكبر من المطلوب في اعتبارات التحميل ، يجب السماح للمساحة الكلية للقاعدة المعتبرة والتسليح المطلوب والمقاومة التصميمية على مساحة فعالة مخفضة لا تقل عن نصف المساحة الكلية . لا ينطبق هذا الحكم على الأعمدة في إطارات العزم الخاص أو أعمدة لا تشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية الذي يجب تصميمه وفقاً للفصل 18.

10.3.1.3 For columns built monolithically with a concrete wall, the outer limits of the effective cross section of the column shall not be taken greater than 1.5 in. outside the transverse reinforcement.

10.3.1.3 بالنسبة للأعمدة التي تم بناؤها متكاملًا مع جدار خرساني ، لا يجب أخذ الحدود الخارجية للمقطع العرضي الفعال من العمود أكثر من 1.5 في خارج التسليح العرضي.

10.3.1.4 For columns with two or more interlocking spirals, outer limits of the effective cross section shall be taken at a distance outside the spirals equal to the minimum required concrete cover.

10.3.1.4 بالنسبة للأعمدة التي تحتوي على حلزونين متشابكين أو أكثر ، يجب أخذ الحدود الخارجية للمقطع العرضي الفعال على مسافة خارج الحلزون مساوية للحد الأدنى للغطاء الخرساني المطلوب.

10.3.1.5 If a reduced effective area is considered according to 10.3.1.1 through 10.3.1.4, structural analysis and design of other parts of the structure that interact with the column shall be based on the actual cross section.

10.3.1.5 إذا تم النظر في المساحة الفعالة المخفضة وفقاً لـ 10.3.1.1 حتى 10.3.1.4 ، فيجب أن يستند التحليل الإنشائي وتصميم الأجزاء الأخرى من المنشأ التي تتفاعل مع العمود على المقطع العرضي الفعلي.

10.3.1.6 For composite columns with a concrete core encased by structural steel, the thickness of the steel encasement shall be at least (a) or (b):

10-3-1-6 بالنسبة للأعمدة المركبة ذات النواة الخرسانية المغطاة بالفولاذ الإنشائي ، يجب أن يكون سمك الغطاء الفولاذي على الأقل (أ) أو (ب):

$$(a) \ b \sqrt{\frac{f_y}{3E_s}} \text{ for each face of width } b$$

$$(b) \ h \sqrt{\frac{f_y}{8E_s}} \text{ for circular sections of diameter } h$$

R10.3.1.2 In some cases, the gross area of a column is larger than necessary to resist the factored load. In those cases, the minimum reinforcement percentage may be calculated on the basis of the required area rather than the provided area, but the area of reinforcement cannot be less than 0.5 percent of the actual cross-sectional area.

R10.3.1.2 في بعض الحالات ، تكون المساحة الإجمالية لعمود أكبر من اللازم لمقاومة الحمل المتحقق في هذه الحالات، يمكن حساب الحد الأدنى من نسبة التسليح على أساس المساحة المطلوبة بدلاً من المساحة السابقة ، ولكن مساحة التسليح لا يمكن أن تكون أقل من 0.5 في المائة من المساحة العرضي الفعلي.

R10.3.1.6 Steel-encased concrete sections should have a steel wall thickness large enough to attain the longitudinal yield stress before buckling outward.

R10.3.1.6 ينبغي أن يكون لمقطع الخرسانة المغلفة بالفولاذ سماكة جدار فولاذي بما يكفي لتحقيق الإجهاد الطولي قبل الانبعاج إلى الخارج.

CODE
الكود

10.4—Required strength

10.4 - المقاومة المطلوبة

10.4.1 General

10.4.1 عام

10.4.1.1 Required strength shall be calculated in accordance with the factored load combinations in Chapter 5.

10.4.1.1 تحسب المقاومة المطلوبة وفقاً لتراكيب الاحمال المصعدة في الفصل 5.

10.4.1.2 Required strength shall be calculated in accordance with the analysis procedures in Chapter 6.

10.4.1.2 تحسب المقاومة المطلوبة وفقاً لإجراءات التحليل الواردة في الفصل 6.

10.4.2 Factored axial force and moment

10.4.2 القوة المحورية المصعدة والعزم المصعد

10.4.2.1 P_u and M_u occurring simultaneously for each applicable factored load combination shall be considered.

10.4.2.1 يجب أن يتم اعتبار كل من P_u و M_u في وقت واحد لكل تركيبة حمولة قابلة للتطبيق.

COMMENTARY
التعليق

R10.4—Required strength

R10.4 - المقاومة المطلوبة

R10.4.2 Factored axial force and moment

R10.4.2 القوة المحورية المصعدة والعزم المصعد

R10.4.2.1 The critical load combinations may be difficult to discern without methodically checking each combination. As illustrated in Fig. R10.4.2.1, considering only the factored load combinations associated with maximum axial force (LC1) and with maximum bending moment (LC2) does not necessarily provide a code-compliant design for other load combinations such as LC3.

R10.4.2.1 قد يكون من الصعب التمييز بين مجموعات الحمل الحرجة دون فحص كل تركيبة بطريقة منهجية. كما هو موضح في الشكل رقم R10.4.2.1 ، لا يؤخذ في الاعتبار سوى تركيبات الأحمال المختبرة المرتبطة بالقوة المحورية القصوى (LC1) وبحد أقصى عزم الانحناء (LC2) ، لا يوفر بالضرورة تصميمًا متوافقًا مع الكودات لتوليفات الحمل الأخرى مثل LC3.

10.5—Design strength

10.5.1 General

10.5.1.1 For each applicable factored load combination, design strength at all sections shall satisfy $\phi S_n \geq U$, including (a) through (d). Interaction between load effects shall be considered:

10.5.1.1 بالنسبة لكل تركيبة حمولة مصعدة معمول بها ، يجب أن تستوفي المقاومة التصميمية في جميع المقاطع $\phi S_n \geq U$ ، بما في ذلك (أ) إلى (د) . يجب النظر في التفاعل بين تأثيرات الحمولة:

- (a) $\phi P_n \geq P_u$
- (b) $\phi M_n \geq M_u$
- (c) $\phi V_n \geq V_u$
- (d) $\phi T_n \geq T_u$

10.5.1.2 ϕ shall be determined in accordance with 21.2.

10.5.1.2 ϕ يجب أن يتم تحديد وفقا 21.2.

10.5 - المقاومة التصميمية

10.5.1 عام

R10.5—Design strength

R10.5.1 General

R10.5.1.1 Refer to R9.5.1.1.

R10.5.1.1 يرجى الرجوع إلى R9.5.1.1

R10.5 - المقاومة التصميم

R10.5.1 عام

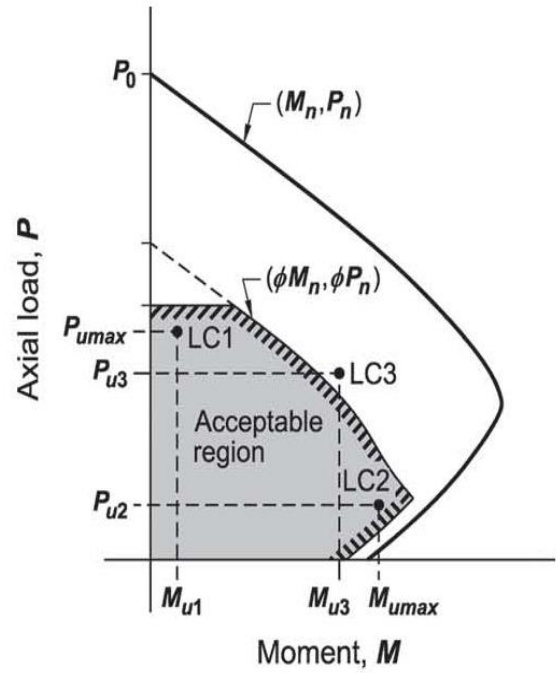


Fig. R10.4.2.1—Critical column load combination.

الشكل - R10.4.2.1. تركيبة حمولة العمود الحرجة.

CODE الكود

10.5.2 Axial force and moment

10.5.2 القوة المحورية والعزم

10.5.2.1 P_n and M_n shall be calculated in accordance with 22.4.

10.5.2.1 يتم حساب P_n و M_n وفقاً لـ 22.4.

10.5.2.2 For composite columns, forces shall be transferred between the steel section and concrete by direct bearing, shear connectors, or bond in accordance to the axial strength assigned to each component.

10.5.2.2 بالنسبة للأعمدة المركبة ، يتم نقل القوى بين المقطع الفولاذي والخرسانة عن طريق التحميل المباشر أو موصلات القص أو الكابل وفقاً للمقاومة المحورية المخصصة لكل مكون.

10.5.3 Shear

10.5.3 القص

10.5.3.1 V_n shall be calculated in accordance with 22.5.

10.5.3.1 V_n تحسب وفقاً لـ 22.5.

10.5.4 Torsion

10.5.4 الالتواء

10.5.4.1 If $T_u \geq \phi T_{th}$, where T_{th} is given in 22.7, torsion shall be considered in accordance with Chapter 9.

10.5.4.1 إذا كان $T_u \geq \phi T_{th}$ ، حيث يتم إعطاء T_{th} في 22.7 ، يجب اعتبار الالتواء وفقاً للفصل 9.

10.6—Reinforcement limits

10.6 - حدود التسليح

10.6.1 Minimum and maximum longitudinal reinforcement

10.6.1 أقل وأقصى تسليح طولي

COMMENTARY التعليق

R10.5.2 Axial force and moment

R10.5.2 القوة المحورية والعزم

R10.5.2.2 AISC design specification (AISC 360-10) provides guidance regarding the calculation of force transfer capacity in composite columns. While bond can be considered as a force transfer mechanism, it may not be appropriate for certain cases. For example, bond is typically considered for the strength of concrete-filled composite columns. However, AISC 360-10 does not permit bond to be considered for concrete-encased steel columns and does not permit bond to be combined with other transfer mechanisms.

R10.5.2.2 توفر مواصفة التصميم (AISC 360-10) إرشادات بشأن حساب قدرة نقل القوة في الأعمدة المركبة. في حين أن السندات يمكن اعتبارها آلية نقل القوة، فقد لا تكون مناسبة لبعض الحالات. على سبيل المثال، يعتبر السند عادة لقوة الأعمدة المركبة المملوءة بالخرسانة. ومع ذلك، لا يسمح AISC 360-10 بالسداد للأعمدة الفولاذية المغطاة بالخرسانة ولا يسمح بدمج السندات مع آليات نقل أخرى.

R10.5.4 Torsion—Torsion acting on columns in buildings is typically negligible and is rarely a governing factor in the design of columns.

R10.5.4 الالتواء - التواء يعمل على أعمدة في المباني لا يكاد يذكر ، ونادراً ما يكون عاملاً حاسماً في تصميم الأعمدة.

R10.6—Reinforcement limits

R10.6 — حدود التسليح

R10.6.1 Minimum and maximum longitudinal reinforcement

R10.6.1 أقل وأقصى تسليح طولي

CODE الكود

10.6.1.1 For nonprestressed columns and for prestressed columns with average $f_{pe} < 1.6 \text{ MPa}$, area of longitudinal reinforcement shall be at least $0.01A_g$ but shall not exceed $0.08A_g$.

10.6.1.1 بالنسبة للأعمدة الغير مسبقة الاجهاد وللأعمدة مسبقة الإجهاد
بمتوسط أقل من $f_{pe} < 1.6 \text{ MPa}$ ، يجب أن تكون مساحة التسليح الطولي **0.01Ag** على الأقل ولكن لا تتجاوز **0.08Ag**

10.6.1.2 For composite columns with a structural steel core, area of longitudinal bars located within the transverse reinforcement shall be at least $0.01(A_g - A_{sx})$, but shall not exceed $0.08(A_g - A_{sx})$.

10.6.1.2 بالنسبة للأعمدة المركبة ذات نواة فولاذية أنشائية ، يجب أن
تكون مساحة الاسياخ الطولية الموجودة داخل التسليح العرضي على الأقل **0.01 (Ag - Asx) ، ولكن يجب ألا تتجاوز 0.08 (Ag - Asx)**

COMMENTARY التعليق

R10.6.1.1 Limits are provided for both the minimum and maximum longitudinal reinforcement ratios. Minimum reinforcement—Reinforcement is necessary to provide resistance to bending, which may exist regardless of analytical results, and to reduce the effects of creep and shrinkage of the concrete under sustained compressive stresses.

R10.6.1.1 يتم توفير الحدود لكل من الحد الأدنى والحد الأقصى لنسب التسليح الطولي. الحد الأدنى من التسليح - تسليح ضروري لتوفير مقاومة الانحناء، والتي قد تكون موجودة بغض النظر عن النتائج التحليلية ، والحد من آثار الزحف وانكماش للخرسانة تحت اجهاد الضغط المستمر

Creep and shrinkage tend to transfer load from the concrete to the reinforcement, and the resultant increase in reinforcement stress becomes greater as the reinforcement ratio decreases. Therefore, a minimum limit is placed on the reinforcement ratio to prevent reinforcement from yielding under sustained service loads (Richart 1933).

يميل الزحف والانكماش إلى نقل الحمل من الخرسانة إلى التسليح ، وتصبح الزيادة الناتجة في ضغط التسليح أكبر كلما خفضت نسبة التسليح. لذلك، يتم وضع حد أدنى على نسبة التسليح لمنع الخضوع تحت احمال الخدمة المستمرة (Richart 1933)

Maximum reinforcement—The amount of longitudinal reinforcement is limited to ensure that concrete can be effectively consolidated around the bars and to ensure that columns designed according to the Code are similar to the test specimens by which the Code was calibrated. The 0.08 limit applies at all sections, including splice regions, and can also be considered a practical maximum for longitudinal reinforcement in terms of economy and requirements for placing. Longitudinal reinforcement in columns should usually not exceed 4 percent if the column bars are required to be lap spliced, as the lap splice zone will have twice as much reinforcement if all lap splices occur at the same location.

. الحد الأقصى للتسليح - يقتصر حجم التسليح الطولي على ضمان توحيد الخرسانة على نحو فعال حول القضبان وضمان أن الأعمدة المصممة وفقاً للكود تشبه عينات الاختبار التي تم بها معايرة الكود. ينطبق الحد 0.08 على جميع المقاطع، بما في ذلك مناطق الربط، ويمكن أيضاً اعتباره الحد الأقصى العملي للتسليح الطولي من حيث الاقتصاد ومتطلبات وضعه. يجب ألا يتجاوز التسليح الطولي في الأعمدة عادة 4 في المائة إذا كانت الأعمدة العمودية مطلوبة لتكوين التوصيل المتداخل ، حيث أن منطقة التوصيلات المتداخلة ستحصل على ضعف التسليح إذا حدثت التوصيلات المتداخلة في نفس الموقع.

R10.6.1.2 Longitudinal and transverse reinforcement is necessary to prevent spalling and ensure that concrete outside the structural steel core behaves as reinforced concrete. Limitations on longitudinal reinforcement are necessary for the reasons described in R10.6.1.1. Transverse reinforcement requirements are provided in 10.7.6.1.4. For composite columns with a concrete core encased by structural steel, reinforcing bars are not required. The minimum steel wall thickness of 10.3.1.6 inherently provides adequate minimum reinforcement.

R10.6.1.2 إن التسليح الطولي والعرضي ضروري لمنع التشقق والتأكد من أن الخرسانة خارج الهيكل الفولاذي الهيكلي تتصرف كخرسانة مسلحة. تعد القيود على التسليح الطولي ضرورية للأسباب الموضحة في R10.6.1.1. يتم توفير متطلبات التسليح العرضي في 10.7.6.1.4. بالنسبة للأعمدة المركبة ذات اللب الخرساني المغطى بالفولاذ الهيكلي، لا يلزم وجود قضبان التسليح. يوفر الحد الأدنى لسماكة الجدار الفولاذية 10.3.1.6 بطبيعتها الحد الأدنى من التسليح المناسب.

CODE الكود

10.6.2 Minimum shear reinforcement

10.6.2 الحد الأدنى لتسليح القص

10.6.2.1 A minimum area of shear reinforcement, $A_{v,min}$, shall be provided in all regions where $V_u > 0.5\phi V_c$.

10.6.2.1 يجب توفير الحد الأدنى لتسليح القص ، $A_{v,min}$ ، في جميع المناطق حيث تكون $V_u > 0.5\phi V_c$

10.6.2.2 If shear reinforcement is required, $A_{v,min}$ shall be the greater of (a) and (b):

10.6.2.2 إذا كان تسليح القص مطلوباً ، فيجب أن يكون أكبر من (أ) و (ب):

$$(a) 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$(b) 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

10.7—Reinforcement detailing

10.7 - تفاصيل التسليح

10.7.1 General

10.7.1 عام

10.7.1.1 Concrete cover for reinforcement shall be in accordance with 20.6.1.

10.7.1.1 يجب أن تكون الغطاء الخرساني للتسليح طبقاً لـ 20.6.1.

10.7.1.2 Development lengths of deformed and prestressed reinforcement shall be in accordance with 25.4.

10.7.1.2 يجب أن تكون أطوال التثبيت للتسليح المحلزن ومسبقة الإجهاد وفقاً لـ 25.4.

10.7.1.3 Bundled bars shall be in accordance with 25.6.

10.7.1.3 يجب أن تكون حزمة الاسياخ متوافقة مع 25.6.

10.7.2 Reinforcement spacing

10.7.2 تباعد التسليح

10.7.2.1 Minimum spacing s shall be in accordance with 25.2.

10.7.2.1 يجب أن يكون أقل تباعد S متوافقة مع 25.2.

COMMENTARY التعليق

R10.6.2 Minimum shear reinforcement

R10.6.2 الحد الأدنى لتسليح القص

R10.6.2.1 The basis for the minimum shear reinforcement is the same for columns and beams. Refer to R9.6.3 for more information.

R10.6.2.1 إن أساس الحد الأدنى من تسليح القص هو نفسه للأعمدة و الكمره .ارجع إلى R9.6.3 لمزيد من المعلومات.

R10.7—Reinforcement detailing

R10.7 - تفاصيل التسليح

CODE الكود

10.7.3 Longitudinal reinforcement

10.7.3 التسليح الطولي

10.7.3.1 For nonprestressed columns and for prestressed columns with average $f_{pe} < 1.6$ MPa, the minimum number of longitudinal bars shall be (a), (b), or (c): (a) Three within triangular ties (b) Four within rectangular or circular ties (c) Six enclosed by spirals or for columns of special moment frames enclosed by circular hoops

10.7.3.1 بالنسبة للأعمدة الغير مسبقة الاجهاد ومسبقة الإجهاد التي يبلغ متوسطها $f_{pe} < 1.6$ MPa ، يكون الحد الأدنى لعدد الاسياخ الطولية (أ) أو (ب) أو (ج): (أ) ثلاثة ضمن كانات ثلاثية (ب) أربعة داخل كانات مستطيلة أو دائرية (ج) ستة محاطة بكانات حلزونية أو للأعمدة ذات إطارات عزم خاص محاطة بأطواق دائرية

10.7.3.2 For composite columns with structural steel cores, a longitudinal bar shall be located at every corner of a rectangular cross section, with other longitudinal bars spaced not farther apart than one-half the least side dimension of the composite column.

10.7.3.2 بالنسبة للأعمدة المركبة ذات النواة الفولاذية الإنشائية ، يجب وضع سيخ طولي في كل زاوية من المقطع العرضي المستطيل ، مع وجود اسياخ طولية متباعدة ليست أبعد من نصف المسافة الجانبية الأقل للعمود المركب.

10.7.4 Offset bent longitudinal reinforcement

10.7.4 الازاحة للتسليح الطولي المنحني

10.7.4.1 The slope of the inclined portion of an offset bent longitudinal bar relative to the longitudinal axis of the column shall not exceed 1 in 6. Portions of bar above and below an offset shall be parallel to axis of column.

10.7.4.1 يجب ألا يتجاوز ميل الجزء المائل لازاحة التسليح الطولي المنحني بالنسبة إلى المحور الطولي للعمود 1 في 6. يجب أن تكون أجزاء السيخ أعلى وأسفل الإزاحة موازية لمحاور العمود.

10.7.4.2 If the column face is offset 75 mm. or more, longitudinal bars shall not be offset bent and separate dowels, lap spliced with the longitudinal bars adjacent to the offset column faces, shall be provided.

10.7.4.2 إذا كانت ازاحة وجه العمود 75 mm أو أكثر ، فلا يجب أزاحة التسليح الطولي المنحني والاشاير المنفصلة ، والتوصيل المتداخل مع الاسياخ الطولية المجاورة لأوجه عمود التي تم ازاحتها.

10.7.5 Splices of longitudinal reinforcement

10.7.5 التوصيلات في التسليح الطولي

10.7.5.1 General

10.7.5.1 عام

10.7.5.1.1 Lap splices, mechanical splices, butt welded splices, and end-bearing splices shall be permitted.

10.7.5.1.1 يسمح بالتوصيلات المتداخلة والتوصيلات الميكانيكية والتوصيلات الملحومة البارزة وتوصيلات التحميل الطرفي.

COMMENTARY التعليق

R10.7.3 Longitudinal reinforcement

R10.7.3 التسليح الطولي

R10.7.3.1 At least four longitudinal bars are required when bars are enclosed by rectangular or circular ties. For other tie shapes, one bar should be provided at each apex or corner and proper transverse reinforcement provided. For example, tied triangular columns require at least three longitudinal bars, with one at each apex of the triangular ties. For bars enclosed by spirals, at least six bars are required. If the number of bars in a circular arrangement is less than eight, the orientation of the bars may significantly affect the moment strength of eccentrically loaded columns and should be considered in design.

R10.7.3.1 يلزم وجود أربعة قضبان طولية على الأقل عندما تكون القضبان محاطة برباط مستطيلة أو دائرية. أما بالنسبة لأشكال الكانات الأخرى، فيجب توفير سيخ واحد في كل زاوية وتقديم تسليح عرضية مناسبة. على سبيل المثال، تتطلب الأعمدة المثلثة المقيدة ثلاثة قضبان طولية على الأقل، مع وجود عمود واحد في كل قمة من روابط الثلاثي. للقضبان المغلفة بواسطة لولب، هناك حاجة لستة قضبان على الأقل. إذا كان عدد الاسياخ في ترتيب دائري أقل من ثمانية، فإن اتجاه الاسياخ قد يؤثر بشكل كبير على قوة عزم الأعمدة المحملة بشكل غريب وينبغي الاهتمام بها في التصميم.

R10.7.5 Splices of longitudinal reinforcement

R10.7.5 التوصيلات في التسليح الطولي

R10.7.5.1 General

R10.7.5.1 عام

CODE الكود

10.7.5.1.2 Splices shall satisfy requirements for all factored load combinations.

10.7.5.1.2 يجب أن تلبى التوصيلات المتطلبات لكافة لتراكيب الأحمال المصعدة.

10.7.5.1.3 Splices of deformed reinforcement shall be in accordance with 25.5 and shall satisfy the requirements of 10.7.5.2 for lap splices or 10.7.5.3 for end-bearing splices

10.7.5.1.3 يجب أن تكون توصيلات التسليح المحلزن متوافقة مع 25.5 ويجب أن تفي بمتطلبات 10.7.5.2 للتوصيلات المتداخلة أو 10.7.5.3 لتوصيلات التحميل الطرفي.

10.7.5.2 Lap splices

10.7.5.2 التوصيلات المتداخلة

COMMENTARY

التعليق

R10.7.5.1.2 Frequently, the basic gravity load combination will govern the design of the column itself, but a load combination including wind or earthquake effects may induce greater tension in some column bars. Each bar splice should be designed for the maximum calculated bar tensile force.

R10.7.5.1.2 في كثير من الأحيان ، يحكم مجموعة الأحمال الجاذبية الأساسية تصميم العمود نفسه ، ولكن تركيبة الحمولة بما في ذلك تأثيرات الرياح أو الزلازل قد تعرض على شد أكبر في بعض قضبان الأعمدة . يجب تصميم كل سيخ لقوة الشد المحسوبة القصوى.

R10.7.5.1.3 For the purpose of calculating ℓ_d for tension lap splices in columns with offset bars, Fig. R10.7.5.1.3 illustrates the clear spacing to be used.

R10.7.5.1.3 لغرض حساب ℓ_d توصيلات اللفة الضاغطة في الأعمدة ذات الاسياخ المتعاقبة ، يوضح الشكل 10.7.5.1.3 التباعد الواضح المطلوب استخدامه.

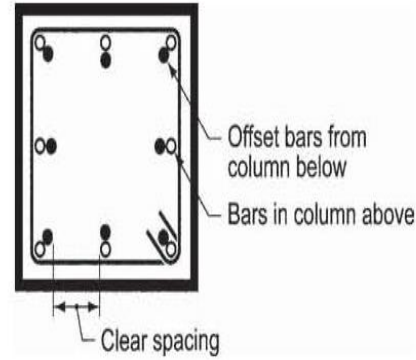


Fig. R10.7.5.1.3—Offset column bars.

الشكل 10-7-5-3-1 - إزاحة قضبان أعمدة.

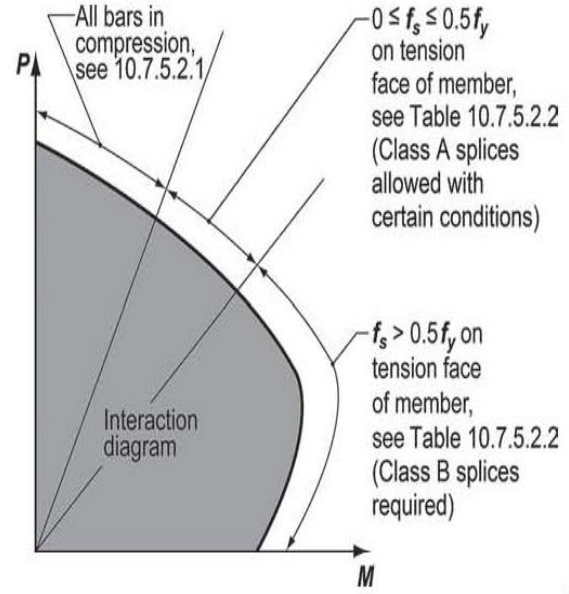
R10.7.5.2 Lap splices—In columns subject to moment and axial force, tensile stresses may occur on one face of the column for moderate and large eccentricities as shown in Fig. R10.7.5.2. If such stresses occur, 10.7.5.2.2 requires tension splices to be used. The splice requirements have been formulated on the basis that a compression lap splice has a tensile strength of at least $0.25f_y$. Therefore, even if columns bars are designed for compression according to 10.7.5.2.1, some tensile strength is inherently provided.

R10.7.5.2 التوصيلات المتداخلة - في الأعمدة الخاضعة لعزم والقوة المحورية ، قد تحدث إجهادات الشد على وجه واحد من العمود للأشكال الوسطية والكبيرة كما هو موضح في الشكل 10.7.5.2. في حالة حدوث مثل هذه الضغوط ، يتطلب 10.7.5.2.2 استخدام وصلات للشد . تم صياغة متطلبات التوصيل على أساس أن التوصيلات المتداخلة لديه قوة الشد على الأقل $0.25f_y$. لذلك ، حتى إذا تم تصميم قضبان الأعمدة للضغط طبقاً لـ 10.7.5.2.1 ، يتم توفير بعض قوة الشد بطبيعتها.

CODE الكود

COMMENTARY

التعليق



10

Fig. R10.7.5.2—Lap splice requirements for columns.

الشكل R10.7.5.2 متطلبات التوصيلات المتداخلة للأعمدة.

10.7.5.2.1 If the bar force due to factored loads is compressive, compression lap splices shall be permitted. It shall be permitted to decrease the compression lap splice length in accordance with (a) or (b), but the lap splice length shall be at least 300 mm.

(a) For tied columns, where ties throughout the lap splice length have an effective area not less than $0.0015h_s$ in both directions, lap splice length shall be permitted to be multiplied by 0.83. Tie legs perpendicular to dimension h shall be considered in calculating effective area. (b) For spiral columns, where spirals throughout the lap splice length satisfy 25.7.3, lap splice length shall be permitted to be multiplied by 0.75.

10.7.5.2.1 إذا كان قوة السيخ بسبب الاحمال المصعدة هو ضغط ، فيجب السماح بتوصيلات متداخلة للضغط . ويسمح بتخفيض طول التوصيلة المتداخلة للضغط وفقاً لـ (أ) أو (ب) ، ولكن يجب أن يكون طول توصيلة التداخل 300 mm على الأقل.

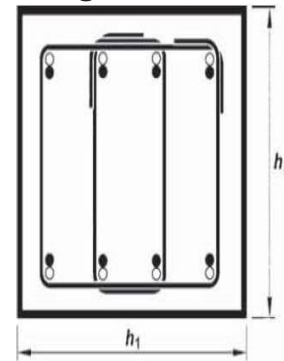
(أ) بالنسبة للأعمدة المستطيلة، حيث تكون الكانات المربعة عبر طول الوصلة المتداخلة مساحة فعالة لا تقل عن $0.0015h_s$ في كلا الاتجاهين ، يسمح بمضاعفة طول الوصلة بـ 0.83 . يجب اعتبار ساق الكانة العمودية للبعد h عند حساب المساحة الفعالة . (ب) بالنسبة للأعمدة الحلزونية ، حيث تستوفي الكانات الحلزونية خلال طول وصلة متداخلة في 25.7.3 ، يسمح بمضاعفة طول الوصلة بـ 0.75.

10.7.5.2.2 If the bar force due to factored loads is tensile, tension lap splices shall be in accordance with Table 10.7.5.2.2.

10.7.5.2.2 إذا كانت قوة السيخ نتيجة للأحمال المصعدة هي الشد ، فيجب أن تكون التوصيلات المتداخلة للشد وفقاً للجدول 10.7.5.2.2.

R10.7.5.2.1 Reduced lap lengths are permitted if the splice is enclosed throughout its length by sufficient ties. The tie leg areas perpendicular to each direction are calculated separately. An example is provided in Fig. R10.7.5.2.1, where four legs are effective in one direction and two legs in the other direction. Compression lap lengths may also be reduced if the lap splice is enclosed throughout its length by spirals due to increased splitting resistance.

R10.7.5.2.1 يُسمح بأطوال التوصيلات المتداخلة المنخفضة إذا كانت البطانة مغلقة لطوال بوصلات كافية . يتم حساب مناطق كانات ذات ساق التعادل عمودياً على كل اتجاه على حدة . ويرد مثال في الشكل 10-7-5-2-1 ، حيث تكون الساق الأربعة الفعالة في اتجاه واحد وساقين في الاتجاه الآخر . قد يتم أيضاً تقليل أطوال اللفة المضغوطة إذا كان التوصيلات اللفة مغلقاً طوالياً بواسطة الحلزون بسبب زيادة مقاومة الانشقاق.



Direction 1: $4A_b \geq 0.0015h_1s$
Direction 2: $2A_b \geq 0.0015h_2s$
where A_b is the area of the tie

Fig. R10.7.5.2.1—Example of application of 10.7.5.2.1(a).

الشكل 10 - R10.7.5.2 مثال على التطبيق 10.7.5.2.1 (أ).

CODE الكود

Table 10.7.5.2.2—Tension lap splice class

جدول 10.7.5.2.2 - فئة الوصلة المتداخلة للشد

Tensile bar stress	Splice details	Splice type
$\leq 0.5f_y$	$\leq 50\%$ bars spliced at any section and lap splices on adjacent bars staggered by at least ℓ_d	Class A
	Other	Class B
$> 0.5f_y$	All cases	Class B

10.7.5.3 End-bearing splices

10.7.5.3 توصيلات التحميل الطرفي

10.7.5.3.1 If the bar force due to factored loads is compressive, end-bearing splices shall be permitted provided the splices are staggered or additional bars are provided at splice locations. The continuing bars in each face of the column shall have a tensile strength at least $0.25f_y$ times the area of the vertical reinforcement along that face.

10.7.5.3.1 إذا كانت قوة السيخ نتيجة للأحمال المصعدة هي ضغط ، يجب السماح بتوصيلات التحميل الطرفي بشرط أن تكون التوصيلات متداخلة أو يتم توفير أسياخ إضافية في أماكن الوصلة. يجب أن يكون للأسياخ المستمرة في كل وجه من العمود مقاومة شد على الأقل $0.25f_y$ من مساحة التسليح الرأسي على طول هذا الوجه.

10.7.5.3.2 For composite columns, ends of structural steel cores shall be accurately finished to bear at end-bearing splices, with positive provision for alignment of one core above the other in concentric contact. Bearing shall be considered effective to transfer not greater than 50 percent of the total compressive force in the steel core.

10.7.5.3.2 بالنسبة للأعمدة المركب ، ينبغي أن تنتهي نهايات نواة الفولاذ الإنشائي بدقة للتحميل عند توصيلات التحميل الطرفي ، مع حكم إيجابي للمسار لنواة واحدة فوق الآخر باتصال متمركز. يعتبر التحميل فعالاً في نقل نسبة لا تزيد عن 50٪ من إجمالي قوة الضغط في نواة الفولاذ.

10.7.6 Transverse reinforcement

10.7.6 التسليح العرضي

10.7.6.1 General

10.7.6.1 عام

10.7.6.1.1 Transverse reinforcement shall satisfy the most restrictive requirements for reinforcement spacing.

10.7.6.1.1 يجب أن يستوفي التسليح العرضي المتطلبات الأكثر تقييداً لتباعد التسليح.

COMMENTARY التعليق

R10.7.5.3 End-bearing splices

R10.7.5.3 توصيلات التحميل الطرفي

R10.7.5.3.1 Details for end-bearing splices are provided in 25.5.6.

R10.7.5.3.1 يتم توفير تفاصيل للتوصيلات النهائية في 25.5.6.

R10.7.5.3.2 The 50 percent limit on transfer of compressive load by end-bearing on ends of structural steel cores is intended to provide some level of tensile strength at such splices, up to 50 percent, because the remainder of the total compressive load in the steel core is to be transmitted by splice plates, welds, or other mechanisms. This provision is intended to ensure that splices in composite columns meet essentially the same tensile strength requirements as conventionally reinforced concrete columns.

R10.7.5.3.2 يقصد بالحد الأقصى البالغ 50 في المائة لنقل الحمل الانضغاطي بواسطة توصيلات التحميل الطرفي على نهايات نواة الصلب الإنشائية توفير مستوى معين من قوة الشد عند هذه التوصيلات ، تصل إلى 50 في المائة ، لأن باقي الحمل الكلي للضغط في صلب الفولاذ هو أن ينتقل عن طريق البلاطات التوصيلات واللحامات ، أو آليات أخرى. الغرض من هذا الحكم هو التأكد من أن التوصيلات في الأعمدة المركبة تلبي بشكل أساسي متطلبات قوة الشد نفسها مثل أعمدة الخرسانة المسلحة التقليدية.

R10.7.6 Transverse reinforcement

R10.7.6 التسليح العرضي

R10.7.6.1 General

R10.7.6.1 عام

CODE الكود

10.7.6.1.2 Details of transverse reinforcement shall be in accordance with 25.7.2 for ties, 25.7.3 for spirals, or 25.7.4 for hoops.

10.7.6.1.2 يجب أن تكون تفاصيل التسليح العرضي وفقاً لـ 25.7.2 للكانات المستطيلة ، أو 25.7.3 للكانات الحلزونية ، أو 25.7.4 للأطواق.

10.7.6.1.3 For prestressed columns with average $f_{pe} \geq 1.6$ MPa, transverse ties or hoops need not satisfy the 16db spacing requirement of 25.7.2.1.

10.7.6.1.3 بالنسبة للأعمدة مسبقة الإجهاد مع متوسط $f_{pe} \geq 1.6$ MPa ، لا تلزم الكانات العرضية أو الأطواق تحقيق متطلبات التباعد بمقدار 16db في 25.7.2.1.

10.7.6.1.4 For composite columns with a structural steel core, transverse ties or hoops shall have a minimum db of 0.02 times the greater side dimension of the composite column, but shall be at least No. 10 and need not be larger than No. 16. Spacing shall satisfy 25.7.2.1, but not exceed 0.5 times the least dimension of the composite column. Deformed wire or welded wire reinforcement of equivalent area shall be permitted.

10-7-6-1-4 بالنسبة للأعمدة المركبة ذات نواة فولاذية أنشائية ، يجب أن يكون للكانات العرضية أو الأطواق حد أدنى db قدره 0.02 مرة من البعد الجانبي الأكبر للعمود المركب ، ولكن يجب أن تكون على الأقل رقم 10 ولا يلزم أن تكون أكبر من رقم 16. يجب أن يستوفى التباعد 25.7.2.1 ، ولكن لا يتجاوز 0.5 أضعاف البعد الأدنى للعمود المركب. يسمح بسلك محلزن أو سلك ملحوم لتسليح المساحة المكافئة.

10.7.6.1.5 Longitudinal reinforcement shall be laterally supported using ties or hoops in accordance with 10.7.6.2 or spirals in accordance with 10.7.6.3, unless tests and structural analyses demonstrate adequate strength and feasibility of construction.

10.7.6.1.5 يجب التدعيم الجانبي للتسليح الطولي باستخدام الكانات أو الأطواق بما يتفق مع 10.7.6.2 أو الكانات الحلزونية بما يتوافق مع 10.7.6.3 ، ما لم تظهر الاختبارات والتحليلات الانشائية المقاومة والجدوى الكافية للبناء.

COMMENTARY التعليق

R10.7.6.1.4 Research (Tikka and Mirza 2006) has shown that the required amount of tie reinforcement around the structural steel core is sufficient for the longitudinal bars to be included in the flexural stiffness of the composite column as permitted by 6.2.5.2 and 6.6.4.4.5.

R10.7.6.1.4 أوضحت الأبحاث (Tikka) و (Mirza 2006) أن المقدار المطلوب من تسليح الروابط حول النواة الفولاذية الانشائي يكفي لتضمين القضبان الطولية في الجساءة الانحناء للعمود المركب كما هو مسموح به في 6.2.5.2 و 6.6.4.4.5.

R10.7.6.1.5 All longitudinal bars in compression should be enclosed within transverse reinforcement. Where longitudinal bars are arranged in a circular pattern, only one circular tie per specified spacing is required. This requirement can be satisfied by a continuous circular tie (helix), with the maximum pitch being equal to the required tie spacing. It is prudent to provide a set of ties at each end of lap spliced bars, above and below end-bearing splices, and at minimum spacings immediately below sloping regions of offset bent bars. Precast columns with cover less than 40 mm., prestressed columns without longitudinal bars, columns of concrete with small size coarse aggregate, wall-like columns, and other unusual columns may require special designs for transverse reinforcement.

10.7.6.1.5 يجب وضع جميع القضبان الطولية في الانضغاط داخل تسليح عرضية. عندما يتم ترتيب القضبان الطولية على شكل دائري، لا يلزم سوى ربط دائري واحد لكل تباعد محدد. يمكن استيفاء هذا الشرط عن طريق ربط دائري مستمر (حلزون)، مع تساوي الحد الأقصى للمباعدة بين تباعد التعادل المطلوب. من الحكمة توفير مجموعة من الروابط عند كل طرف من أعمدة الربط اللولبية، أعلى وأسفل التوصلات الحاملة ، وفي الحد الأدنى من المسافة مباشرة أسفل المناطق المنحدرة من الاسياخ المتقابلة. قد تتطلب الأعمدة سابقة التجهيز ذات الغطاء الأقل من 40 mm ، والأعمدة مسبقة الإجهاد التي لا تحتوي على قضبان طولية، وأعمدة من الخرسانة ذات ركام خشن صغير الحجم، وأعمدة تشبه الجدران ، وأعمدة أخرى غير عادية تصميمات خاصة لتسليحات العرضية.

CODE الكود

10.7.6.1.6 If anchor bolts are placed in the top of a column or pedestal, the bolts shall be enclosed by transverse reinforcement that also surrounds at least four longitudinal bars within the column or pedestal. The transverse reinforcement shall be distributed within 5 in. of the top of the column or pedestal and shall consist of at least two No. 13 or three No. 10 bars.

10.7.6.1.6 في حالة وضع مسامير التثبيت في الجزء العلوي من عمود أو قاعدة علوية، يجب أن توضع المسامير بواسطة تسليح عرضي يحاط أيضًا بأربعة أسياخ طولية على الأقل داخل العمود أو القاعدة. يتم توزيع التسليح العرضي في حدود 5 بوصات من أعلى العمود أو القاعدة العلوية ويتكون من سيخين على الأقل رقم 13 أو 10.

10.7.6.2 Lateral support of longitudinal bars using ties or hoops

10.7.6.2 التدعيم الجانبي للتسليح الطولي باستخدام الكانات المستطيلة أو الاطواق

10.7.6.2.1 In any story, the bottom tie or hoop shall be located not more than one-half the tie or hoop spacing above the top of footing or slab.

10.7.6.2.1 في أي طابق، يجب أن لا يتم تحديد كانة سفلية أو طوق بأكثر من نصف تباعد الكانة أو الطوق فوق أعلى الأساس أو البلاطة.

10.7.6.2.2 In any story, the top tie or hoop shall be located not more than one-half the tie or hoop spacing below the lowest horizontal reinforcement in the slab, drop panel, or shear cap. If beams or brackets frame into all sides of the column, the top tie or hoop shall be located not more than 75 mm. below the lowest horizontal reinforcement in the shallowest beam or bracket.

10.7.6.2.2 في أي طابق، يجب أن لا يكون أعلى الكانة أو الطوق أكثر من نصف تباعد الكانة أو الطوق أسفل التسليح الأفقي الأقل في البلاطة، أو بلاطة السقوط، أو تاج القص. إذا كانت الكمرات أو الأقواس مثبتة في جميع جوانب العمود، فيجب أن لا يكون أعلى الكانة أو الطوق أعلى من 75 mm تحت التسليح الأفقي الأدنى في الكمرات السطحية أو القوس.

10.7.6.3 Lateral support of longitudinal bars using spirals

10.7.6.3 التدعيم الجانبي للتسليح الطولي باستخدام الكانات الحلزونية

10.7.6.3.1 In any story, the bottom of the spiral shall be located at the top of footing or slab.

10.7.6.3.1 في أي طابق، يجب أن يقع الجزء السفلي للكانة الحلزونية في الجزء العلوي من الأساس أو البلاطة.

10.7.6.3.2 In any story, the top of the spiral shall be located in accordance with Table 10.7.6.3.2

10.7.6.3.2 في أي طابق، يجب وضع الجزء العلوي من الكانة الحلزونية وفقاً للجدول 10.7.6.3.2

COMMENTARY التعليق

R10.7.6.1.6 Confinement improves load transfer from the anchor bolts to the column or pier where concrete cracks in the vicinity of the bolts. Such cracking can occur due to unanticipated forces caused by temperature, restrained shrinkage, and similar effects.

R10.7.6.1.6 يحسّن نقل الحمولة من مسامير التثبيت إلى العمود أو الرصيف حيث توجد شقوق خرسانية في محيط البراغي. يمكن أن يحدث مثل هذا التشقق بسبب قوى غير متوقعة ناتجة عن درجة الحرارة، والانكماش المقيد، والآثار المماثلة.

R10.7.6.2 Lateral support of longitudinal bars using ties or hoops

R10.7.6.2 دعم جانبي للقبضبان الطولية باستخدام الكانات المستطيلة أو الاطواق

R10.7.6.2.2 For rectangular columns, beams or brackets framing into all four sides at the same elevation are considered to provide restraint over a joint depth equal to that of the shallowest beam or bracket. For columns with other shapes, four beams framing into the column from two orthogonal directions are considered to provide equivalent restraint.

R10.7.6.2.2 بالنسبة للأعمدة المستطيلة، تُعتبر الكمرات أو الأقواس التي تتأرجح في الجوانب الأربعة في نفس الارتفاع لتوفير تقييد على عمق مشترك مساو لعمود الكمرات أو القوس. بالنسبة للأعمدة ذات الأشكال الأخرى، تعتبر الكمرات الأربعة المؤطرة في العمود من اتجاهين متعامدين لتوفير تقييد مكافئ.

R10.7.6.3.2 Refer to R10.7.6.2.2.

R10.7.6.3.2 يرجى الرجوع إلى R10.7.6.2.2.

CODE الكود

Table 10.7.6.3.2 —Spiral extension requirements at top of column

جدول 10.7.6.3.2 - متطلبات تمديد الكانات الحلزونية في أعلى العمود

Framing at column end	Extension requirements
Beams or brackets frame into all sides of the column	Extend to the level of the lowest horizontal reinforcement in members supported above.
Beams or brackets do not frame into all sides of the column	Extend to the level of the lowest horizontal reinforcement in members supported above. Additional column ties shall extend above termination of spiral to bottom of slab, drop panel, or shear cap.
Columns with capitals	Extend to the level at which the diameter or width of capital is twice that of the column.

10.7.6.4 Lateral support of offset bent longitudinal bars

10.7.6.4 التدعيم الجانبي لازاحة الاسياخ الطولية المنحنية

10.7.6.4.1 Where longitudinal bars are offset, horizontal support shall be provided by ties, hoops, spirals, or parts of the floor construction and shall be designed to resist 1.5 times the horizontal component of the calculated force in the inclined portion of the offset bar..

10.7.6.4.1 عند أزاحة الاسياخ الطولية ، يتم توفير التدعيم الأفقي بواسطة الكانات المستطيلة ، الأطواق ، الكانات الحلزونية ، أو أجزاء من بناء الأرضية ، ويجب أن تصمم لمقاومة 1.5 مرة من المكون الأفقي للقوة المحسوبة في الجزء المائل من السبخ الذي تم ازاحته.

10.7.6.4.2 If transverse reinforcement is provided to resist forces that result from offset bends, ties, hoops, or spirals shall be placed not more than 150 mm. from points of bend.

10.7.6.4.2 إذا تم توفير التسليح العرضي لمقاومة القوى التي تنتج عن انحناءات الإزاحة ، فإن الكانات المستطيلة أو الأطواق أو الحلزونية يجب أن لا تزيد عن 150 mm من نقاط الانحناء.

10.7.6.5 Shear

10.7.6.5 القص

10.7.6.5.1 If required, shear reinforcement shall be provided using ties, hoops, or spirals.

10.7.6.5.1 إذا لزم الأمر ، يجب توفير تسليح القص باستخدام الكانات المستطيلة ، الأطواق ، أو الحلزونية.

10.7.6.5.2 Maximum spacing of shear reinforcement shall be in accordance with Table 10.7.6.5.2.

10.7.6.5.2 يجب أن يكون أقصى تباعد لتسليح القص وفقاً للجدول 10.7.6.5.2.

COMMENTARY التعليق

CODE الكود

Table 10.7.6.5.2—Maximum spacing of shear reinforcement

جدول 10.7.6.5.2 - أقصى تباعد لتسليح القص

V_s		Maximum s, mm	
		Nonprestressed column	Prestressed column
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$	Lesser of:	$d/2$	$3h/4$
		600	
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$	Lesser of:	$d/4$	$3h/8$
		300	

CHAPTER 11—WALLS

الفصل 11 - الجدران

11.1—Scope

11.1 المجال

11.1.1 This chapter shall apply to the design of nonprestressed and prestressed walls including (a) through (c):

(a) Cast-in-place (b) Precast in-plant (c) Precast on-site including tilt-up

11.1.1 ينطبق هذا الفصل على تصميم الجدران الغير مسبقة الاجهاد ومسبقة الاجهاد بما في ذلك من (أ) إلى (ج):
(أ) الصب في الموقع
(ب) مسبقة الصب في المصنع
(ج) مسبقة الصب في الموقع بما في ذلك جعلها مائلة

11.1.2 Design of special structural walls shall be in accordance with Chapter 18.

11.1.2 يكون تصميم الجدران الإنشائية الخاصة وفقا للفصل 18.

11.1.3 Design of plain concrete walls shall be in accordance with Chapter 14.

11.1.3 يجب أن يكون تصميم الجدران الخرسانية العادية وفقا للفصل 14.

11.1.4 Design of cantilever retaining walls shall be in accordance with 22.2 through 22.4, with minimum horizontal reinforcement in accordance with 11.6.

11.1.4 يجب أن يكون تصميم جدران الساندة الكابولية وفقا 22.2 حتى 22.4 ، مع الحد الأدنى من التسليح الافقي وفقا لـ 11.6.

11.1.5 Design of walls as grade beams shall be in accordance with 13.3.5.

11.1.5 يجب أن يكون تصميم الحوائط ككمرات متدرجة طبقا لـ 13.3.5.

COMMENTARY التعليق

R11—WALLS

R11-الجدران

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

11.2—General

R11.2—General

R11.2 العام

11.2 العام

11.2.1 Materials

11.2.1 المواد

11.2.1.1 Design properties for concrete shall be selected to be in accordance with Chapter 19.

11.2.1.1 يجب اختيار خصائص التصميم للخرسانة وفقاً للفصل 19.

11.2.1.2 Design properties for steel reinforcement shall be selected to be in accordance with Chapter 20.

11.2.1.2 يجب أن يتم اختيار خصائص تصميم حديد التسليح لتكون مطابقة للفصل 20.

11.2.1.3 Materials, design, and detailing requirements for embedments in concrete shall be in accordance with 20.7.

11.2.1.3 يجب أن تكون المواد والتصميم والتفصيل لمتطلبات الغرس في الخرسانة وفقاً لـ 20.7.

11.2.2 Connection to other members

11.2.2 الاتصال بالعناصر الأخرى

11.2.2.1 For precast walls, connections shall be designed in accordance with 16.2.

11.2.2.1 بالنسبة للجدران مسبقة الصب ، تصمم الوصلات وفقاً لـ 16.2.

11.2.2.2 Connections of walls to foundations shall satisfy 16.3.

11.2.2.2 وصلات الجدران بالاساسات يجب ان تستوفي 16.3.

11.2.3 Load distribution

11.2.3 الحمل الموزع

11.2.3.1 Unless otherwise demonstrated by an analysis, the horizontal length of wall considered as effective for resisting each concentrated load shall not exceed the lesser of the center-to-center distance between loads, and the bearing width plus four times the wall thickness. Effective horizontal length for bearing shall not extend beyond vertical wall joints unless design provides for transfer of forces across the joints.

11.2.3.1 ما لم يثبت خلاف ذلك في التحليل ، يجب ألا يتجاوز الطول الأفقي للجدار الذي يعتبر فعالاً لمقاومة كل حمولة مركزة أقل من المسافة بين المركز إلى المركز بين الأحمال ، وعرض التحميل زائد أربعة أضعاف سماكة الجدار . لا يجب أن يمتد الطول الأفقي الفعال للتحميل إلى أبعد من مفاصل الجدار الرأسي ما لم ينص التصميم على نقل القوى عبر المفاصل.

CODE الكود

11.2.4 Intersecting elements

11.2.4 العناصر المتقاطعة

11.2.4.1 Walls shall be anchored to intersecting elements, such as floors and roofs; columns, pilasters, buttresses, or intersecting walls; and to footings.

11.2.4.1 يجب تثبيت الجدران على العناصر المتقاطعة ، مثل الأرضيات والسقوف ؛ أعمدة أو أعمدة ذات تاج أو دعامات أو جدران متقاطعة ؛ وللأساسات.

11.3—Design limits

11.3 - حدود التصميم

11.3.1 Minimum wall thickness

11.3.1 أقل سماكة للجدار

11.3.1.1 Minimum wall thicknesses shall be in accordance with Table 11.3.1.1. Thinner walls are permitted if adequate strength and stability can be demonstrated by structural analysis.

11.3.1.1 يجب أن يكون سمك الجدار الأدنى طبقاً للجدول 11.3.1.1. يُسمح بجدران نحيفة إذا تم إثبات المقاومة والاستقرار الكافيين من خلال التحليل الإنشائي.

Table 11.3.1.1—Minimum wall thickness h

الجدول 11.3.1.1 - الحد الأدنى لسماكة الجدار h

Wall type	Minimum thickness h		
Bearing ^[1]	Greater of:	100 mm	(a)
		1/25 the lesser of unsupported length and unsupported height	(b)
Nonbearing	Greater of:	100 mm	(c)
		1/30 the lesser of unsupported length and unsupported height	(d)
Exterior basement and foundation ^[1]	190 mm		(e)

[1] Only applies to walls designed in accordance with the simplified design method of 11.5.3

[1] ينطبق فقط على الجدران المصممة وفقاً لطريقة التصميم المبسطة التي في 11.5.3.

11.4—Required strength

11.4 - المقاومة المطلوبة

11.4.1 General

11.4.1 عام

11.4.1.1 Required strength shall be calculated in accordance with the factored load combinations in Chapter 5.

11.4.1.1 تحسب المقاومة المطلوبة وفقاً لتراكيب الحمل المصعد في الفصل 5.

11.4.1.2 Required strength shall be calculated in accordance with the analysis procedures in Chapter 6.

11.4.1.2 تحسب المقاومة المطلوبة وفقاً لإجراءات التحليل الواردة في

COMMENTARY التعليق

R11.2.4 Intersecting elements

R11.2.4 العناصر المتقاطعة

R11.2.4.1 Walls that do not depend on intersecting elements for support, do not have to be connected to those elements. It is not uncommon to separate massive retaining walls from intersecting walls to accommodate differences in deformations.

R11.2.4.1 لا يتعين ربط الجدران التي لا تعتمد على عناصر متقاطعة للدعم بهذه العناصر. ليس من غير المألوف فصل الجدران الاستنادية الكتلية عن الجدران المتقاطعة لاستيعاب الاختلافات في التشوهات.

R11.3—Design limits

R11.3 - حدود التصميم

R11.3.1 Minimum wall thickness

R11.3.1 أقل سماكة للجدار

R11.3.1.1 The minimum thickness requirements need not be applied to bearing walls and exterior basement and foundation walls designed by 11.5.2 or analyzed by 11.8.

R11.3.1.1 لا يلزم تطبيق الحد الأدنى لمتطلبات السمك على الجدران الحاملة والجدران الخارجية والأساسات المصممة بنسبة 11.5.2 أو تحليلها بمقدار 11.8.

R11.4—Required strength

R11.4 - المقاومة المطلوبة

CODE الكود

11.4.1.3 Slenderness effects shall be calculated in accordance with 6.6.4, 6.7, or 6.8. Alternatively, out-of-plane slenderness analysis shall be permitted using 11.8 for walls meeting the requirements of that section.

11.4.1.3 تحسب تأثيرات النحافة وفقاً للمواصفات 6.6.4 أو 6.7 أو 6.8 . بدلا من ذلك ، يسمح بتحليل النحافة خارج المستوى باستخدام 11.8 للجدران التي تلبي متطلبات هذا القسم.

11.4.1.4 Walls shall be designed for eccentric axial loads and any lateral or other loads to which they are subjected.

11-4-1-4 تصمم الحوائط من أجل الأحمال المحورية اللامركزية وأي حمولات جانبية أو غيرها من الأحمال التي تخضع لها.

11.4.2 Factored axial force and moment

11.4.2 القوة المحورية المصعدة والعزم

11.4.2.1 Walls shall be designed for the maximum factored moment M_u that can accompany the factored axial force for each applicable load combination. The factored axial force P_u at given eccentricity shall not exceed $\phi P_{n,max}$, where $P_{n,max}$ shall be as given in 22.4.2.1 and strength reduction factor ϕ shall be that for compression-controlled sections in 21.2.2. The maximum factored moment M_u shall be magnified for slenderness effects in accordance with 6.6.4, 6.7, or 6.8.

11.4.2.1 يتم تصميم الحوائط من أجل أقصى عزم مصعد M_u التي يمكن أن ترافق القوة المحورية المصعدة لكل تركيبة حمولة قابلة للتطبيق. يجب ألا تتجاوز القوة المحورية المصعدة P_u عند اللامركزية المعطى $\phi P_{n,max}$ ، حيث $P_{n,max}$ ، يجب أن تكون على النحو المبين في 22.4.2.1 ومعامل تخفيض القوة ϕ يجب أن يكون للمقاطع المتحكم للضغط في 21.2.2. أقصى عزم مصعد M_u سوف يكون مضخم لتأثيرات النحافة وفقاً للـ 6.6.4 ، 6.7 ، أو 6.8.

11.4.3 Factored shear

11.4.3 القص المصعد

11.4.3.1 Walls shall be designed for the maximum in-plane V_u and out-of-plane V_u .

11-4-3-1 تصمم الحوائط من أجل أقصى قوة قص في مستوى V_u و خارج مستوى V_u

11.5—Design strength

11.5 - المقاومة التصميمية

11.5.1 General

11.5.1 عام

COMMENTARY التعليق

R11.4.1.3 The forces typically acting on a wall are illustrated in Fig. R11.4.1.3.

R11.4.1.3 يوضح الشكل 11-4-1-3 القوى النموذجية المعتادة على الجدار.

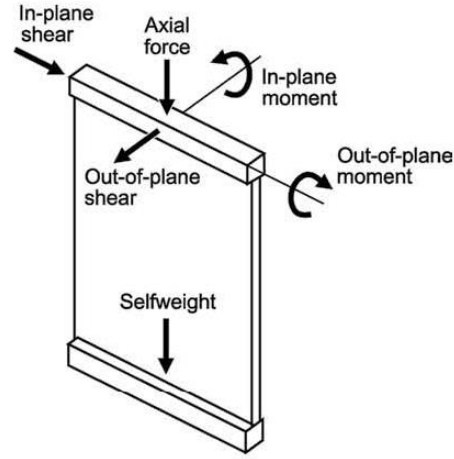


Fig. R11.4.1.3 In-plane and out-of-plane forces.

الشكل 11.4.1.3 - القوة داخل المستوى و خارج منه.

R11.5—Design strength

R11.5 - المقاومة التصميمية

CODE الكود

11.5.1.1 For each applicable factored load combination, design strength at all sections shall satisfy $\phi S_n \geq U$, including (a) through (c). Interaction between axial load and moment shall be considered.

11.5.1.1 بالنسبة لكل تركيبة حمولة مصعدة معمول بها ، يجب أن تستوفي المقاومة التصميمية في جميع المقاطع " $\phi S_n \geq U$ " ، بما في ذلك (أ) إلى (ج) . يجب النظر في التفاعل بين الحمل المحوري والعزم .

- (a) $\phi P_n \geq P_u$
- (b) $\phi M_n \geq M_u$
- (c) $\phi V_n \geq V_u$

11.5.1.2 ϕ shall be determined in accordance with 21.2.

11.5.1.2 ϕ يجب أن يتم تحديد وفقا 21.2.

11.5.2 Axial load and in-plane or out-of-plane flexure

11.5.2 الحمل المحوري في مستوى الانحناء وخارج مستوى الانحناء

11.5.2.1 For bearing walls, P_n and M_n (in-plane or out-of-plane) shall be calculated in accordance with 22.4. Alternatively, axial load and out-of plane flexure shall be permitted to be considered in accordance with 11.5.3.

11.5.2.1 بالنسبة للجدران الحاملة ، يتم حساب P_n و M_n (داخل المستوى أو خارج المستوى) وفقا لما هو 22.4. أو بدلا من ذلك ، يسمح بالحمولة المحورية والانحناء خارج المستوى وفقا لـ 11.5.3.

11.5.2.2 For nonbearing walls, M_n shall be calculated in accordance with 22.3.

11.5.2.2 بالنسبة للجدران الغير حاملة ، يتم حساب M_n وفقا لـ 22.3.

COMMENTARY التعليق

R11.5.2 Axial load and in-plane or out-of-plane flexure

R11.5.2 الحمل المحورية والانحناء داخل المستوى أو الخارجة منه

R11.5.2.2 Nonbearing walls, by definition, are not subject to any significant axial force; therefore, flexural strength is not a function of axial force.

R11.5.2.2 لا تخضع الجدران غير حاملة ، بحكم تعريفها ، لأي قوة محورية كبيرة ؛ لذلك ، مقاومة الانحناء ليست وظيفة القوة المحورية.

CODE الكود

11.5.3 Axial load and out-of-plane flexure – simplified design method

11.5.3 الحمل المحوري والانحناء خارج المستوى - طريقة التصميم المبسطة

11.5.3.1 If the resultant of all factored loads is located within the middle third of the thickness of a solid wall with a rectangular cross section, P_n shall be permitted to be calculated by:

11.5.3.1 إذا كان ناتج جميع الأحمال المصعدة داخل الثلث الأوسط من سمك الجدار المصمت مع مقطع عرضي مستطيل ، فيسمح لـ P_n بحسابها بواسطة:

$$P_n = 0.55 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k \ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (11.5.3.1)$$

COMMENTARY التعليق

R11.5.3 Axial load and out-of-plane flexure – simplified design method

R11.5.3 الحمل المحوري و الانحناء خارج المستوى - طريقة تصميم مبسطة

R11.5.3.1 The simplified design method applies only to solid rectangular cross sections; all other shapes should be designed in accordance with 11.5.2. Eccentric axial loads and moments due to out-of-plane forces are used to determine the maximum total eccentricity of the factored axial force P_u .

R11.5.3.1 لا تطبق طريقة التصميم المبسطة إلا على المقاطع العرضية المستطيلة الصلبة ؛ يجب تصميم جميع الأشكال الأخرى وفقاً لـ 11.5.2. يتم استخدام الأحمال المحورية و العزم بسبب القوى خارج المستوى لتحديد أقصى قدر من الاختلاف المركزي الكلي للقوة المحورية المختبرية P_u

When the resultant axial force for all applicable load combinations falls within the middle third of the wall thickness (eccentricity not greater than $h/6$) at all sections along the length of the undeformed wall, no tension is induced in the wall and the simplified design method may be used.

. عندما تقع القوة المحورية الناتجة لكل مجموعات الحمل المطبقة في الثلث الأوسط من سمك الجدار) الانحراف لا يزيد عن $h/6$ في جميع المقاطع على طول الجدار غير المصمم ، لا يحدث أي شد في الجدار والتصميم المبسط طريقة يمكن استخدامها

The design is then carried out considering P_u as a concentric axial force. The factored axial force P_u should be less than or equal to the design axial strength ϕP_n calculated using Eq. (11.5.3.1). Equation (11.5.3.1) results in strengths comparable to those determined in accordance with 11.5.2 for members loaded at the middle third of the thickness with different braced and restrained end conditions. Refer to Fig. R11.5.3.1.

. ثم يتم تنفيذ التصميم مع اعتبار P_u كقوة محورية متحدة المركز. يجب أن تكون القوة المحورية المختبرة P_u أقل من أو تساوي قوة التصميم المحورية ϕP_n والتي تم حسابها باستخدام المعادل (11.5.3.1). المعادلة (11.5.3.1) النتائج في قوة مماثلة لتلك التي تحدد وفقاً لـ 11.5.2 للأعضاء تحميلها في الثلث الأوسط من السمك المختلف عند النهايات المقيدة. الرجوع إلى الشكل R11.5.3.1

CODE الكود

11.5.3.2 Effective length factor k for use with Eq. (11.5.3.1) shall be in accordance with Table 11.5.3.2.

11.5.3.2 معامل الطول الفعال k للاستخدام مع المعادلة (11.5.3.1). يجب أن يكون وفقاً للجدول 11.5.3.2.

Table 11.5.3.2—Effective length factor k for walls
جدول 11.5.3.2 - معامل الطول الفعال k للجدران

Boundary conditions	k
Walls braced top and bottom against lateral translation and:	
(a) Restrained against rotation at one or both ends (top, bottom, or both)	0.8
(b) Unrestrained against rotation at both ends	1.0
Walls not braced against lateral translation	2.0

11.5.3.3 P_n from Eq. (11.5.3.1) shall be reduced by ϕ for compression-controlled sections in 21.2.2.

11.5.3.3 من المعادلة (11.5.3.1) يتم تخفيض P_n بنسبة ϕ للمقاطع المتحكم بالضغط في 21.2.2.

11.5.3.4 Wall reinforcement shall be at least that required by 11.6.

11.5.3.4 يجب أن يكون تسليح الجدار على الأقل المطلوب في 11.6.

11.5.4 In-plane shear

11.5.4 القص داخل المستوى

11.5.4.1 V_n shall be calculated in accordance with 11.5.4.2 through 11.5.4.8. Alternatively, for walls with $hw \leq 2\ell_w$, it shall be permitted to design for in-plane shear in accordance with the strut-and-tie method of Chapter 23. In all cases, reinforcement shall satisfy the limits of 11.6, 11.7.2, and 11.7.3.

11.5.4.1 يُحسب V_n وفقاً لـ 11.5.4.2 حتى 11.5.4.8. وبدلاً من ذلك ، بالنسبة للجدران التي تحتوي على $hw \leq 2\ell_w$ ، يُسمح بتصميم القص في المستوى وفقاً لطريقة الركيزة - الشد في الفصل 23. وفي جميع الحالات ، يجب أن يستوفي حدود التسليح 11.6 ، 11.7.2 ، و 11.7.3.

11.5.4.2 For in-plane shear design, h is thickness of wall and d shall be taken equal to $0.8\ell_w$. A larger value of d , equal to the distance from extreme compression fiber to center of force of all reinforcement in tension, shall be permitted if the center of tension is calculated by a strain compatibility analysis.

11.5.4.2 بالنسبة لتصميم القص داخل المستوى ، h يكون سمك الجدار ويجب أن يساوي $0.8\ell_w$ ، يجب السماح بقيمة أكبر من d ، مساوية للمسافة من ألياف الضغط الخارجية إلى مركز القوة لجميع التسليح في الشد ، إذا تم حساب مركز الشد بواسطة تحليل توافق الانفعال.

COMMENTARY التعليق

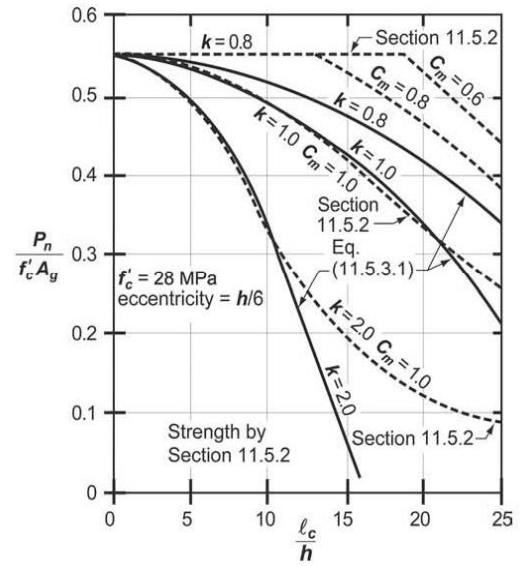


Fig. R11.5.3.1—Simplified design of walls, Eq. (11.5.3.1) versus 11.5.2.

الشكل - R11.5.3.1 تصميم مبسط للجدران ، المعادل (11.5.3.1) . 11.5.2

R11.5.4 In-plane shear

R11.5.4 القص داخل المستوى

R11.5.4.1 Shear in the plane of the wall is primarily of importance for structural walls with a small height-to-length ratio. The design of taller walls, particularly walls with uniformly distributed reinforcement, will likely be controlled by flexural considerations. Possible exceptions may occur in tall structural walls subject to strong earthquake excitation.

R11.5.4.1 إن القص في مستوى الجدار مهم بشكل أساسي للجدران الإنشائية ذات نسبة الطول الطويل إلى الطول الصغيرة. من المرجح أن يتم التحكم في تصميم الجدران الأطول ، وخاصة الجدران ذات التسليح الموزع بشكل منتظم ، من خلال اعتبارات الانحناء. قد تحدث استثناءات محتملة في جدران هيكلية طويلة تخضع لإثارة قوية للزلازل.

CODE

الكود

11.5.4.3 V_n at any horizontal section shall not exceed $0.83\sqrt{f'_c}hd$.

11.5.4.3 V_n في أي مقطع أفقي يجب ألا يتجاوز $0.83\sqrt{f'_c}hd$.

11.5.4.4 V_n shall be calculated by:

11.5.4.4 يتم حساب V_n بواسطة:

$$V_n = V_c + V_s \quad (11.5.4.4)$$

11.5.4.5 Unless a more detailed calculation is made in accordance with 11.5.4.6, V_c shall not exceed $0.17\lambda\sqrt{f'_c}hd$ for walls subject to axial compression or exceed the value given in 22.5.7 for walls subject to axial tension.

11.5.4.5 ما لم يتم إجراء حساب أكثر تفصيلاً وفقاً لـ 11.5.4.6 ، يجب ألا يتجاوز V_c $0.17\lambda\sqrt{f'_c}hd$ للجدران المعرضة للضغط المحوري أو يتجاوز القيمة المعطاة في 22.5.7 للجدران المعرضة للشد المحوري.

11.5.4.6 It shall be permitted to calculate V_c in accordance with Table 11.5.4.6, where N_u is positive for compression and negative for tension, and the quantity N_u/Ag is expressed in MPa.

11.5.4.6 يسمح بحساب V_c وفقاً للجدول 11.5.4.6 ، حيث تكون N_u موجبة للضغط وسالبة للشد ، والكمية التي يتم التعبير عنها N_u / Ag في MPa

Table 11.5.4.6— V_c : nonprestressed and prestressed walls

الجدول 11.5.4.6 - جدول V_c : جدران غير مسبقة للأجهاد ومسبقة الأجهاد

COMMENTARY

التعليق

R11.5.4.3 This limit is imposed to guard against diagonal compression failure in shear walls.

R11.5.4.3 يتم فرض هذا الحد للحماية من فشل الانضغاط القطري في جدران القص.

R11.5.4.6 Expressions (a) through (e) in Table 11.5.4.6 may be used to determine V_c at any section through a shear wall. Expression (d) corresponds to the occurrence of web shear cracking at a principal tensile stress of approximately $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ at the centroid of the shear wall cross section. Expression (e) corresponds approximately to the occurrence of flexure-shear cracking at a flexural tensile stress of $0.5\lambda\sqrt{f'_c}$ at a section $\ell_w/2$ above the section being investigated. As the term $(M_u/V_u - \ell_w/2)$ decreases, (d) will control; (d) should be used even when this term becomes negative.

R11.5.4.6 يمكن استخدام التعبيرات (أ) إلى (هـ) في الجدول 11.5.4.6 لتحديد V_c في أي قسم من خلال جدار القص. تعبير (د) يقابل حدوث تشقق للقص على أساس إجهاد الشد الرئيسي تقريباً $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ في النقطة الوسطى من المقطع العرضي للجدار القص. يقابل التعبير (e) تقريباً حدوث التشقق للثنائيات في إجهاد شد الانحناء $0.5\lambda\sqrt{f'_c}$ في قسم $\ell_w / 2$ أعلى المقطع قيد البحث. كما يقلل المصطلح $(M_u / V_u - \ell_w / 2)$ ، (د) سيتحكم ؛ (د) يجب أن تستخدم حتى عندما يكون هذا الشرط سالب.

Table 11.5.4.6— V_c : nonprestressed and prestressed walls

Calculation option	Axial force	V_c	
Simplified	Compression	$0.17\lambda\sqrt{f'_c}hd$	(a)
	Tension	Greater of: $0.17\left(1 + \frac{0.29N_u}{A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}hd$	(b)
		0	(c)
Detailed	Tension or compression	$0.27\lambda\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4\ell_w}$	(d)
		Lesser of: $\left[0.05\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left(0.1\lambda\sqrt{f'_c} + 0.2\frac{N_u}{\ell_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}}\right]hd$	(e)

Equation shall not apply if $(M_u/V_u - \ell_w/2)$ is negative.

CODE الكود

11.5.4.7 Sections located closer to wall base than a distance $\ell w/2$ or one-half the wall height, whichever is less, shall be permitted to be designed for V_c calculated using the detailed calculation options in Table 11.5.4.6 at a distance above the base of $\ell w/2$ or one-half the wall height, whichever is less.

11.5.4.7 يُسمح بتصنيف المقاطع التي تكون أقرب إلى قاعدة الجدار من مسافة $\ell w / 2$ أو نصف ارتفاع الجدار ، أيهما أقل ، من أجل V_c المحسوبة باستخدام خيارات الحساب التفصيلية الواردة في الجدول 11.5.4.6 على مسافة أعلى القاعدة $\ell w / 2$ أو نصف ارتفاع الجدار ، أيهما أقل.

11.5.4.8 V_s shall be provided by transverse shear reinforcement and shall be calculated by:

11.5.4.8 يتم توفير V_s بواسطة التسليح العرضي للقص ويتم حسابها بواسطة:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (11.5.4.8)$$

11.5.5 Out-of-plane shear

11.5.5 القص خارج المستوى

11.5.5.1 V_n shall be calculated in accordance with 22.5.

11.5.5.1 V_n تحسب وفقاً لـ 22.5.

COMMENTARY التعليق

R11.5.4.7 The values of V_c calculated from (d) and (e) in Table 11.5.4.6 at a section located a distance above the base of $\ell w/2$ or $hw/2$, whichever is lesser, apply to that section and all sections between it and the base. However, the maximum factored shear force V_u at any section, including the base of the wall, is limited to the upper bound on V_n in accordance with 11.5.4.3.

11.5.4.7 R11.5.4.7 تنطبق قيم V_c المحسوبة من (d) و (e) في الجدول 11.5.4.6 في مقطع يقع على مسافة فوق قاعدة $\ell w / 2$ أو $hw / 2$ ، أيهما أقل ، على ذلك المقطع و جميع المقاطع بينه وبين القاعدة .ومع ذلك ، فإن الحد الأقصى لقوة القص المختبرة V_u في أي قسم ، بما في ذلك قاعدة الجدار ، يقتصر على الحد الأعلى على V_n وفقاً لـ 11.5.4.3.

R11.5.4.8 Equation (11.5.4.8) is presented in terms of shear strength V_s provided by the horizontal shear reinforcement for direct application in 11.5.4.4. Vertical shear reinforcement should also be provided in accordance with 11.6 and the spacing limitation of 11.7.2.

11.5.4.8 R11.5.4.8 يتم عرض المعادلة (11.5.4.8) من حيث قوة القص V_s التي يوفرها تسليح القص الأفقي للتطبيق المباشر في 11.5.4.4. يجب أيضاً توفير تسليح القص العمودي وفقاً لـ 11.6 والحد الأقصى للمسافة 11.7.2.

11.6—Reinforcement limits

11.6- حدود التسليح

11.6.1 If in-plane $V_u \leq 0.5\phi V_c$, minimum $\rho\ell$ and minimum ρ_t shall be in accordance with Table 11.6.1. These limits need not be satisfied if adequate strength and stability can be demonstrated by structural analysis.

11.6.1 إذا كان القص داخل المستوى $V_u \leq 0.5\phi V_c$ ، يجب أن يكون الحد الأدنى $\rho\ell$ والحد الأدنى ρ_t طبقاً للجدول 11.6.1. لا يلزم أن تكون هذه الحدود مرضية إذا أمكن إثبات المقاومة والاستقرار الكافيين من خلال التحليل الإنشائي.

Table 11.6.1—Minimum reinforcement for walls with in-plane $V_u \leq 0.5\phi V_c$

الجدول 11.6.1 - الحد الأدنى لتسليح الجدران التي تكون داخل المستوى $V_u \leq 0.5\phi V_c$

Wall type	Type of nonprestressed reinforcement	Bar/wire size	f_y , MPa	Minimum longitudinal ^[1] , $\rho\ell$	Minimum transverse, ρ_t
Cast-in-place	Deformed bars	\leq No. 16	≥ 420	0.0012	0.0020
			< 420	0.0015	0.0025
		$>$ No. 16	Any	0.0015	0.0025
	Welded-wire reinforcement	\leq MW200 or MD200	Any	0.0012	0.0020
Precast ^[2]	Deformed bars or welded-wire reinforcement	Any	Any	0.0010	0.0010

[1] Prestressed walls with an average effective compressive stress of at least 1.6 MPa need not meet the requirement for minimum longitudinal reinforcement $\rho\ell$.

[2] In one-way precast, prestressed walls not wider than 3.7 m and not mechanically connected to cause restraint in the transverse direction, the minimum reinforcement requirement in the direction normal to the flexural reinforcement need not be satisfied.

[1] لا تحتاج الجدران مسبقة الإجهاد مع متوسط أجهاد ضغط فعال لا يقل 1.6 MPa إلى متطلبات الحد الأدنى من التسليح الطولي $\rho\ell$.
[2] في الجدران مسبقة الصب ومسبقة الإجهاد في اتجاه واحد لا تتعدى 3.7 m وغير متصلة ميكانيكياً لتسبب التقييد في الاتجاه العرضي ، لا يلزم تلبية الحد الأدنى من متطلبات التسليح في الاتجاه الطبيعي لتسليح الانحناء.

R11.6—Reinforcement limits

R11.6- حدود التسليح

R11.6.1 Both horizontal and vertical shear reinforcement are required for all walls. The distributed reinforcement is identified as being oriented parallel to either the longitudinal or transverse axis of the wall. Therefore, for vertical wall segments, the notation used to describe the horizontal distributed reinforcement ratio is ρ_t , and the notation used to describe the vertical distributed reinforcement ratio is $\rho\ell$.

R11.6.1 مطلوب تسليح القص الأفقي والرأسي لجميع الجدران. يتم تعريف التسليح الموزع على أنه موجه بشكل مواز إما للمحور الطولي أو العرضي للجدار. لذلك ، بالنسبة إلى مقاطع الحائط الرأسية ، فإن الترميز المستخدم لوصف نسبة التسليح الموزعة الأفقية هو ρ_t ، والرمز المستخدم لوصف معدل التسليح الموزع الرأسي هو $\rho\ell$.

Transverse reinforcement is not required in precast, prestressed walls equal to or less than 3.7 m width because this width is less than that in which shrinkage and temperature stresses can build up to a magnitude requiring transverse reinforcement. In addition, much of the shrinkage occurs before the members are connected into the structure. Once in the final structure, the members are usually not as rigidly connected transversely as monolithic concrete; thus, the transverse restraint stresses due to both shrinkage and temperature change are significantly reduced.

لا يشترط التسليح العرضي في الجدران مسبقة الإجهاد التي لا يقل عرضها عن 3.7 m لأن هذا العرض أقل من ذلك الذي يمكن أن تتراكم فيه ضغوط الانكماش ودرجة الحرارة حتى تصل إلى قوة تتطلب تسليح عرضية. بالإضافة إلى ذلك ، يحدث الكثير من الانكماش قبل اتصال الأعضاء بالهيكل. وبمجرد الوصول إلى الهيكل النهائي ، لا تكون الأعضاء عادة متصلين بشكل متصالب على شكل خرسانة متجانسة. وبالتالي ، يتم تقليل الضغوط التقييد العرضي بسبب كل من انكماش وتغير درجة الحرارة بشكل كبير.

The minimum area of wall reinforcement for precast walls has been used for many years and is recommended by the Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI MNL-120) and the Canadian Concrete Design Standard (2009).

تم استخدام الحد الأدنى من مساحة تسليح الجدران مسبقة الصنع لسنوات عديدة ويوصى به من قبل معهد الخرسانة مسبقة الصب / مسبقة الإجهاد (PCI MNL-120) ومعايير تصميم الخرسانة الكندية (2009).

Reduced minimum reinforcement and greater spacings in 11.7.2.2 are allowed recognizing that precast wall panels have very little restraint at their edges during early stages of curing and develop less shrinkage stress than comparable cast-in-place walls.

يسمح الحد الأدنى من التسليح وزيادة المسافة في 11.7.2.2 بالتعرف على أن بلاطة الجدران الجاهزة تحتوي على قدر قليل من التقييد عند حوافها خلال المراحل المبكرة من المعالجة وتقلل من إجهاد الانكماش مقارنة بجدران المصبوب في الموقع.

CODE الكود

11.6.2 If in-plane $V_u \geq 0.5\phi V_c$, (a) and (b) shall be satisfied:
(a) ρ_l shall be at least the greater of the value calculated by Eq. (11.6.2) and 0.0025, but need not exceed ρ_t in accordance with Table 11.6.1.

$$\rho_l \geq 0.0025 + 0.5(2.5 - h_w/\ell_w)(\rho_t - 0.0025) \quad (11.6.2)$$

(b) ρ_t shall be at least 0.0025

11.6.2 في حالة استيفاء $V_u \geq 0.5\phi V_c$ في المستوى ، (a) و (b) ρ_l يجب أن تكون على الأقل القيمة المحسوبة بواسطة المعادلة (11.6.2) و 0.0025 ، ولكن لا يجب أن تتجاوز ρ_t طبقاً للجدول 11.6.1

$$\rho_l \geq 0.0025 + 0.5(2.5 - h_w/\ell_w)(\rho_t - 0.0025) \quad (11.6.2)$$

(ب) ρ_t لا يقل عن 0.0025

11.7—Reinforcement detailing

11.7 - تفاصيل التسليح

11.7.1 General

11.7.1 عام

11.7.1.1 Concrete cover for reinforcement shall be in accordance with 20.6.1.

11.7.1.1 يجب أن يكون الغطاء الخرساني للتسليح طبقاً لـ 20.6.1.

11.7.1.2 Development lengths of deformed and prestressed reinforcement shall be in accordance with 25.4.

11.7.1.2 يجب أن تكون أطوال التثبيت للتسليح المحلزن ومسبق الإجهاد وفقاً لـ 25.4.

11.7.1.3 Splice lengths of deformed reinforcement shall be in accordance with 25.5.

11.7.1.3 يجب أن تكون أطوال التوصيل لتسليح المحلزن وفقاً لـ 25.5.

COMMENTARY التعليق

R11.6.2 For monotonically loaded walls with low height-to-length ratios, test data (Barda et al. 1977) indicate that horizontal shear reinforcement becomes less effective for shear resistance than vertical reinforcement. This change in effectiveness of the horizontal versus vertical reinforcement is recognized in Eq. (11.6.2); if h_w/ℓ_w is less than 0.5, the amount of vertical reinforcement is equal to the amount of horizontal reinforcement. If h_w/ℓ_w is greater than 2.5, only a minimum amount of vertical reinforcement is required ($0.0025s_h$).

R11.6.2 بالنسبة للجدران المحملة بالتناظير ذات النسب المنخفضة للطول ، تشير بيانات الاختبار (Barda et al. 1977) إلى أن تسليح القص الأفقي تصبح أقل فعالية لمقاومة القص مقارنة بالتسليح الرأسي. يتم التعرف على هذا التغيير في فعالية التسليح الأفقي مقابل الرأسي في المعادل (11.6.2) ؛ إذا كان h_w / ℓ_w أقل من 0.5 ، فإن مقدار التسليح العمودي يساوي مقدار التسليح الأفقي. إذا كان h_w / ℓ_w أكبر من 2.5 ، فلا يلزم سوى الحد الأدنى من التسليح العمودي ($0.0025 s_h$).

11.7.2 Spacing of longitudinal reinforcement

11.7.2 التباعد بين التسليح الطولي

11.7.2.1 Spacing s of longitudinal bars in cast in-place walls shall not exceed the lesser of $3h$ and 450 mm . If shear reinforcement is required for in-plane strength, spacing of longitudinal reinforcement shall not exceed $\ell w/3$.

11.7.2.1 يجب ألا تتجاوز المسافات بين الاسياخ الطولية في الجدران المصبوبة في الموقع أقل من $3h$ و 450 mm . إذا كانت هناك حاجة إلى تسليح قص للمقاومة داخل المستوى ، يجب ألا يتجاوز التباعد للتسليح الطولي مسافة $\ell w / 3$.

11.7.2.2 Spacing s of longitudinal bars in precast walls shall not exceed the lesser of (a) and (b):

(a) $5h$ (b) 450 mm . for exterior walls or 750 mm . for interior walls If shear reinforcement is required for in-plane strength, s shall not exceed the smallest of $3h$, 450 mm ., and $\ell w/3$.

11.7.2.2 يجب ألا تتجاوز المسافات بين الاسياخ الطولية في الجدران مسبقة الصب أقل من (أ) و (ب):

(أ) $5h$ ،،،، 450 mm (ب) بالنسبة للجدران الخارجية أو 750 mm للجدران الداخلية إذا كان تسليح القص مطلوباً للمقاومة داخل المستوى ، يجب ألا يتجاوز s أصغر من $3h$ و 450 mm و $\ell w / 3$

11.7.2.3 For walls with h greater than 250 mm ., except basement walls and cantilever retaining walls, distributed reinforcement for each direction shall be placed in two layers parallel with wall faces in accordance with (a) and (b):

(a) One layer consisting of at least one-half and not exceeding two-thirds of total reinforcement required for each direction shall be placed at least 50 mm ., but not exceeding $h/3$, from the exterior surface. (b) The other layer consisting of the balance of required reinforcement in that direction, shall be placed at least 20 mm ., but not greater than $h/3$, from the interior surface.

11.7.2.3 بالنسبة للجدران التي يزيد ارتفاعها عن 250 mm ، ما عدا قاعدة الجدران والجدران الساندة الكابولية ، يوضع التسليح الموزع لكل اتجاه في طبقتين متوازيتين مع وجوه الجدار وفقاً لـ (أ) و (ب):

(أ) يجب وضع طبقة واحدة تتكون من نصف واحد على الأقل ولا تزيد عن ثلثي إجمالي التسليح المطلوب لكل اتجاه على الأقل 50 mm ، ولكن لا تتجاوز

$h / 3$ ، من السطح الخارجي . (ب) يجب وضع الطبقة الأخرى المكونة من توازن التسليح المطلوب في ذلك الاتجاه ، على الأقل 20 mm ، ولكن ليس أكبر من $h / 3$ ، من السطح الداخلي.

CODE

الكود

11.7.2.4 Flexural tension reinforcement shall be well distributed and placed as close as practicable to the tension face.

11.7.2.4 يجب أن يتم تسليح أنحناء الشد بشكل جيد ووضعه في مكان أقرب ما يمكن من وجه الشد.

11.7.3 Spacing of transverse reinforcement

11.7.3 التباعد بين التسليح العرضي

11.7.3.1 Spacing s of transverse reinforcement in cast-inplace walls shall not exceed the lesser of $3h$ and 450 mm . If shear reinforcement is required for in plane strength, s shall not exceed $\ell w/5$.

11.7.3.1 يجب ألا يتجاوز التباعد بين التسليح العرضي في الجدران المصبوبة في الموقع أقل من $3h$ و 450 mm . إذا كان تسليح القص مطلوباً للمقاومة الداخلية، يجب ألا يتجاوز s عن $\ell w/5$.

11.7.3.2 Spacing s of transverse bars in precast walls shall not exceed the lesser of (a) and (b):

(a) $5h$ (b) 450 mm . for exterior walls or 750 mm . for interior walls

If shear reinforcement is required for in-plane strength, s shall not exceed the least of $3h$, 450 mm ., and $\ell w/5$

11.7.3.2 يجب ألا تتجاوز المسافات بين الاسياخ العرضية في الجدران مسبقة الصب أقل من (أ) و (ب):

$5h$ (أ)

(ب) 450 mm (بالنسبة للجدران الخارجية أو 750 mm للجدران الداخلية

إذا كان تسليح القص مطلوباً للمقاومة الداخلية ، يجب ألا يتجاوز s أقل من 450 mm و $\ell w / 5$)

11.7.4 Lateral support of longitudinal reinforcement

11.7.4 التدعيم الجانبي للتسليح الطولي

11.7.4.1 If longitudinal reinforcement is required for axial strength or if A_{st} exceeds $0.01A_g$, longitudinal reinforcement shall be laterally supported by transverse ties.

11.7.4.1 إذا كان التسليح الطولي مطلوباً للقوة المحورية أو إذا كان A_{st} يتجاوز $0.01 A_g$ ، فيجب تدعيم التسليح الطولي بشكل أفقي من خلال كانات عرضية.

11.7.5 Reinforcement around openings

11.7.5 التسليح حول الفتحات

COMMENTARY

التعليق

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

11.7.5.1 In addition to the minimum reinforcement required by 11.6, at least two No. 16 bars in walls having two layers of reinforcement in both directions and one No. 16 bar in walls having a single layer of reinforcement in both directions shall be provided around window, door, and similarly sized openings. Such bars shall be anchored to develop f_y in tension at the corners of the openings.

11.7.5.1 بالإضافة إلى الحد الأدنى لتسليح المطلوب بـ 11.6 ، يجب توفير سيخين على الأقل رقم 16 في الجدران ذات طبقتين من التسليح في كلا الاتجاهين وسيخ واحد رقم 16 في الجدران ذات طبقة واحدة من التسليح في كلا الاتجاهين حول النافذة ، الباب ، والفتحات ذات الحجم المماثل .يجب تثبيت هذه الاسياخ لتثبيت f_y في الشد في زوايا الفتحات.

11.8—Alternative method for out-of-plane slender wall analysis

- 11.8 طريقة بديلة لتحليل الجدار النحيف خارجيا

11.8.1 General

11.8.1 عام

11.8.1.1 It shall be permitted to analyze out-of-plane slenderness effects in accordance with this section for walls satisfying (a) through (e):

(a) Cross section is constant over the height of the wall (b) Wall is tension-controlled for out-of-plane moment effect (c) ϕM_n is at least M_{cr} , where M_{cr} is calculated using f_r as provided in 19.2.3 (d) P_u at the midheight section does not exceed $0.06f_c' A_g$ (e) Calculated out-of-plane deflection due to service loads, Δ_s , including $P\Delta$ effects, does not exceed $\ell_c/150$

11.8.1.1 يسمح بتحليل تأثيرات النحافة الخارجية وفقا لهذا المقطع للجدران التي تلبي (أ) خلال (هـ):
(أ) المقطع العرضي يكون ثابت فوق ارتفاع الجدار (ب) الجدار المتحكم في الشد لتأثير العزم الخارجي (c) ϕM_n هو على الأقل M_{cr} ، حيث يتم حساب M_{cr} باستخدام f_r كما هو منصوص عليه في 19.2.3 (د) لا يتجاوز P_u في مقطع منتصف الارتفاع $0.06f_c' A_g$ (e) لا يتجاوز التشوه المحسوب خارج المستوى بسبب أحمال الخدمة ، Δ_s ، بما في ذلك تأثيرات $\ell_c / 150$ ، $P\Delta$

11.8.2 Modeling

11.8.2 النمذجة

11.8.2.1 The wall shall be analyzed as a simply supported, axially loaded member subject to an out-of-plane uniformly distributed lateral load, with maximum moments and deflections occurring at midheight.

11.8.2.1 يجب تحليل الجدار على أنه عنصر بسيط الارتكاز معرض لحمل محوري وحمل جانبي موزع بانتظام خارجيا، مع قصى عزوم وتشوهات التي تحدث في منتصف الارتفاع.

R11.8—Alternative method for out-of-plane slender wall analysis

- R11.8 طريقة بديلة لتحليل الجدار النحيف خارج المستوى

R11.8.1 General

R11.8.1 عام

R11.8.1.1 This procedure is presented as an alternative to the requirements of 11.5.2.1 for the out-of-plane design of slender wall panels, where the panels are restrained against rotation at the top. Panels that have windows or other large openings are not considered to have constant cross section over the height of the panel. Such walls are to be designed taking into account the effects of openings. Many aspects of the design of tilt-up walls and buildings are discussed in ACI 551.2R and Carter et al. (1993).

R11.8.1.1 يُعرض هذا الإجراء كبديل لمتطلبات 11.5.2.1 بالنسبة إلى التصميم خارج بلاطات الحائط النحيفة ، حيث يتم تقييد البلاطات مقابل الدوران في الأعلى. لا تعتبر البلاطات ذات النوافذ أو الفتحات الكبيرة الأخرى ذات مقطع عرضي الاستاتيكي فوق ارتفاع البلاطة. يتم تصميم هذه الجدران مع مراعاة تأثيرات الفتحات. تمت مناقشة العديد من جوانب تصميم الجدران والمباني القابلة للإمالة في ACI 551.2R و Carter et al. (1993).

CODE الكود

11.8.2.2 Concentrated gravity loads applied to the wall above any section shall be assumed to be distributed over a width equal to the bearing width, plus a width on each side that increases at a slope of 2 vertical to 1 horizontal, but not extending beyond (a) or (b):

- (a) The spacing of the concentrated loads
- (b) The edges of the wall panel

11.8.2.2 يفترض أن الأحمال المركزة الرأسية المطبقة على الحائط فوق أي مقطع يتم توزيعها على عرض يساوي عرض التحميل ، بالإضافة إلى عرض على كل جانب يزيد عند ميل 2 عمودي إلى 1 أفقي ، ولكن لا يمتد إلى ما بعد (أ) أو (ب):
(أ) التباعد بين الأحمال المركزة
(ب) أطراف بلاطة الجدار

11.8.3 Factored moment

11.8.3 العزم المصعد

11.8.3.1 Mu at midheight of wall due to combined flexure and axial loads shall include the effects of wall deflection in accordance with (a) or (b):

- (a) By iterative calculation using

$$M_u = M_{ua} + P_u \Delta u \quad (11.8.3.1a)$$

where M_{ua} is the maximum factored moment at midheight of wall due to lateral and eccentric vertical loads, not including $P\Delta$ effects. Δu shall be calculated by:

11.8.3.1 يجب أن يحتوي M_u عند منتصف ارتفاع الجدار بسبب الانحناء المركب والأحمال المحورية على تأثيرات تشوه الجدران وفقاً لـ (أ) أو (ب):
(أ) بالحساب التكراري باستخدام

$$M_u = M_{ua} + P_u \Delta u \quad (11.8.3.1a)$$

حيث M_{ua} هو أقصى عزم مصعد في منتصف ارتفاع الجدار بسبب الأحمال الجانبية والرأسية الغير مركزية، ولا يشمل ذلك تأثيرات $P\Delta$. يجب أن تحسب Δu بواسطة:

$$\Delta_u = \frac{5M_{uc} \ell_c^2}{(0.75)48E_c I_{cr}} \quad (11.8.3.1b)$$

COMMENTARY التعليق

R11.8.3 Factored moment

R11.8.3 العزم المصعد

R11.8.3.1 The neutral axis depth c in Eq. (11.8.3.1c) corresponds to the following effective area of longitudinal reinforcement.

R11.8.3.1 عمق المحور المحايد c في المعادل (11.8.3.1c). يتوافق مع المنطقة الفعالة التالية من التسليح الطولي.

$$A_{se,w} = A_s + \frac{P_u}{f_y} \left(\frac{h/2}{d} \right)$$

CODE الكود

where I_{cr} shall be calculated by:

حيث يتم حساب I_{cr} بواسطة:

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_c} \left(A_s + \frac{P_u}{f_y} \frac{h}{2d} \right) (d-c)^2 + \frac{\ell_w c^3}{3} \quad (11.8.3.1c)$$

and the value of E_s/E_c shall be at least 6.

(b) By direct calculation using:

وتكون قيمة E_s / E_c على الأقل 6.
(ب) بالحساب المباشر باستخدام:

$$M_u = \frac{M_{ua}}{\left(1 - \frac{5P_u \ell_c^2}{(0.75)48E_c I_{cr}} \right)} \quad (11.8.3.1d)$$

11.8.4 Out-of-plane deflection – service loads

11.8.4 تشوهات خارج المستوى - أحمال الخدمة

11.8.4.1 Out-of-plane deflection due to service loads, Δ_s , shall be calculated in accordance with Table 11.8.4.1, where M_a is calculated by 11.8.4.2.

11-8-4-1 تحسب تشوهات خارج المستوى بسبب أحمال الخدمة ، Δ_s ، طبقاً للجدول 11.8.4.1 ، حيث يتم حساب M_a وفقاً لـ 11.8.4.2 .

Table 11.8.4.1—Calculation of Δ_s

الجدول 11.8.4.1 - حساب Δ_s

M_a	Δ_s	
$\leq (2/3)M_{cr}$	$\Delta_s = \left(\frac{M_a}{M_{cr}} \right) \Delta_{cr}$	(a)
$> (2/3)M_{cr}$	$\Delta_s = (2/3)\Delta_{cr} + \left(\frac{M_a - (2/3)M_{cr}}{M_n - (2/3)M_{cr}} \right) (\Delta_n - (2/3)\Delta_{cr})$	(b)

COMMENTARY التعليق

R11.8.4 Out-of-plane deflection – service loads

R11.8.4 تشوهات خارج المستوى - أحمال الخدمة

R11.8.4.1 Test data (Athey 1982) demonstrate that outof-plane deflections increase rapidly when the service-level moment exceeds $2/3M_{cr}$. A linear interpolation between Δ_{cr} and Δ_n is used to determine Δ_s to simplify the design of slender walls if $M_a > 2/3M_{cr}$. Service-level load combinations are not defined in Chapter 5 of this Code, but they are discussed in Appendix C of ASCE/SEI 7.

Appendixes to ASCE/SEI 7 are not considered mandatory parts of that standard. For calculating servicelevel lateral deflections of structures, Appendix C of ASCE/ SEI 7 recommends using the following load combination:

$$D + 0.5L + W_a$$

in which W_a is wind load based on serviceability wind speeds provided in the commentary to Appendix C of ASCE/SEI 7. If the slender wall is designed to resist earthquake effects E, and E is based on strength-level earthquake effects, the following load combination is considered to be appropriate for evaluating the service-level lateral deflections

$$D + 0.5L + 0.7E$$

CODE
الكود

COMMENTARY
التعليق

11.8.4.2 The maximum moment M_a at midheight of wall due to service lateral and eccentric vertical loads, including $P_s\Delta_s$ effects, shall be calculated by Eq. (11.8.4.2) with iteration of deflections.

11.8.4.2 يتم حساب أقصى عزم M_a عند منتصف ارتفاع الجدار بسبب الاحمال الخدمية الجانبية والراسية الغير مركزية ، بما في ذلك تأثيرات $P_s\Delta_s$ ، بواسطة المعادلة (11.8.4.2) مع تكرار التشوهات.

$$M_a = M_{sa} + P_s\Delta_s \quad (11.8.4.2)$$

1.8.4.3 Δ_{cr} and Δ_n shall be calculated by (a) and (b):

1.8.4.3 يتم حساب Δ_{cr} و Δ_n بواسطة (أ) و (ب):

$$(a) \Delta_{cr} = \frac{5M_{cr}\ell_c^2}{48E_cI_g} \quad (11.8.4.3a)$$

$$(b) \Delta_n = \frac{5M_n\ell_c^2}{48E_cI_{cr}} \quad (11.8.4.3b)$$

11.8.4.4 I_{cr} shall be calculated by Eq. (11.8.3.1c).

11.8.4.4 يتم حساب I_{cr} بواسطة المعادلة (11.8.3.1c) .

11.8.4.1 تُظهر بيانات الاختبار (Athey 1982) أن التشوهات خارج المستوى تزيد بسرعة عندما تتجاوز عزم مستوى الخدمة M_{cr} 3 / 2 يستخدم استيفاء خطي بين Δ_{cr} و Δ_s لتحديد Δ_s لتبسيط تصميم الجدران النحيفة إذا كانت $M > 2 / 3 M_{cr}$ لا يتم تعريف مجموعات الحمل على مستوى الخدمة في الفصل 5 من هذا الكود ، ولكن تتم مناقشتها في الملحق C من ASCE / SEI 7 لا تعتبر ملحقات ASCE / SEI 7 أجزاء إلزامية من هذا المعيار. من أجل حساب تشوهات المباني الجانبية ، يوصي الملحق C من ASCE / SEI 7 باستخدام مجموعة الحمولة التالية:

$$D + 0.5L + W_a$$

حيث يكون حمولة الرياح عبارة عن حمولة ربح تعتمد على سرعات الرياح للخدمة المنصوص عليها في التعليق على الملحق C من ASCE / SEI 7. إذا كان الجدار النحيف مصممة لمقاومة تأثيرات الزلزال E ، ويعتمد E على تأثيرات الزلزال على مستوى القوة ، تعتبر المجموعة مناسبة لتقييم تشوهات الجانبية على مستوى الخدمة

$$D + 0.5L + 0.7E$$

CHAPTER 12—DIAPHRAGMS

الفصل 12 – الأغشية الانشائية

12.1—Scope

12.1 المجال

12.1.1 This chapter shall apply to the design of nonprestressed and prestressed diaphragms, including (a) through (d):

- (a) Diaphragms that are cast-in-place slabs
- (b) Diaphragms that comprise a cast-in-place topping slab on precast elements
- (c) Diaphragms that comprise precast elements with end strips formed by either a cast-in-place concrete topping slab or edge beams
- (d) Diaphragms of interconnected precast elements without cast-in-place concrete topping

12.1.1 ينطبق هذا الفصل على تصميم الأغشية الانشائية الغير مسبقة الاجهاد ومسبقة الاجهاد ، بما في ذلك (أ) خلال (د):

- (أ) الأغشية الانشائية للبلاطات التي تصب في الموقع
- (ب) الأغشية الانشائية تشمل بلاطة علوية مصبوبة في الموقع على عناصر مسبقة الصب
- (ج) الأغشية الانشائية تشمل على عناصر مسبقة الصب مع شرائح نهائية تكونت إما من بلاطة علوية خرسانية مصبوبة في الموقع او طرف الكمرات
- (د) الأغشية الانشائية من العناصر مسبقة الصب مترابطة دون صب الخرسانة في الموقع

12.1.2 Diaphragms in structures assigned to Seismic Design Category D, E, or F shall also satisfy requirements of 18.12.

12.1.2 يجب أن تفي الأغشية الانشائية في المنشآت المخصصة لفئة التصميم الزلزالي D أو E أو F متطلبات 18.12.

R12—DIAPHRAGMS

R12- الأغشية الانشائية

R12.1—Scope

R12.1 المجال

R12.1.1 Diaphragms typically are horizontal or nearly horizontal planar elements that serve to transfer lateral forces to vertical elements of the lateral-force-resisting system (Fig. R12.1.1). Diaphragms also tie the building elements together into a complete three-dimensional system and provide lateral support to those elements by connecting them to the lateral force-resisting system. Typically, diaphragms also serve as floor and roof slabs, or as parking structure ramps and, therefore, support gravity loads.

R12.1.1 عادة ما تكون الأغشية عبارة عن عناصر مستوية أفقية أو شبه أفقية تعمل على نقل القوى الجانبية إلى العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية الشكل (R12.1.1). تقوم الكمرة أيضاً بربط عناصر المبنى معاً في نظام ثلاثي الأبعاد كامل وتوفر دعم جانبي لتلك العناصر من خلال ربطها بنظام مقاومة القوة الجانبية. عادة ، تعمل الأغشية أيضاً كبلطة أرضية وسقف ، أو كمنشآت وقوف وبالتالي تدعم أحمال الجاذبية

A diaphragm may include chords and collectors. When subjected to lateral loads, such as the in-plane inertial loads acting on the roof diaphragm of Fig. R12.1.1, a diaphragm acts essentially as a beam spanning horizontally between vertical elements of the lateral-force resisting system. The diaphragm thus develops in-plane bending moments, shears, and possibly other actions.

، قد يتضمن الأغشية الانشائية تجميع للاعصاب. عندما يتعرض لأحمال جانبية ، مثل الأحمال بالقصور الذاتي في المستوى التي تعمل على الأغشية الانشائية للسقف في الشكل R.1.1.1 ، يعمل الأغشية الانشائية جوهريا ككمره تمتد أفقيا بين العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية. وبالتالي فإن الأغشية الانشائية يطور عزم الانحناء ، القص ، وربما الإجراءات الأخرى

Where vertical elements of the lateral-force-resisting system do not extend along the full depth of the diaphragm, collectors may be required to collect the diaphragm shear and transfer it to the vertical elements.

في الحالات التي لا تمتد فيها العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية على طول العمق الكامل للأغشية الانشائية ، قد يُطلب من المجمعين للأغشية الانشائية جمع القص للغشاء ونقله إلى العناصر الرأسية

The term “distributor” is sometimes used to describe a collector that transfers force from a vertical element of the lateral-force resisting system into the diaphragm. This chapter describes minimum requirements for diaphragm and collector design and detailing, including configuration, analysis models, materials, and strength. This chapter covers only the types of diaphragms listed in this provision. Other diaphragm types, such as horizontal trusses, are used successfully in buildings, but this chapter does not include prescriptive provisions for those other types.

يستخدم مصطلح "الموزع" أحياناً لوصف التجميع الذي يقوم بتحويل القوة من عنصر رأسي من نظام مقاومة القوة الجانبية إلى الأغشية الانشائية. يصف هذا الفصل الحد الأدنى من المتطلبات لتصميم وتفصيل الأغشية و المجمع ، بما في ذلك التكوين ونماذج التحليل والمواد والقوة. يغطي هذا الفصل فقط أنواع الأغشية المدرجة في هذا الحكم. وتستخدم أنواع أخرى من الأغشية الانشائية ، مثل الركائز الأفقية ، بنجاح في المباني ، ولكن هذا الفصل لا يتضمن أحكاماً إلزامية لتلك الأنواع الأخرى.

12.2—General

12.2 العام

12.2.1 Design shall consider (a) through (e):

- (a) Diaphragm in-plane forces due to lateral loads acting on the building
- (b) Diaphragm transfer forces
- (c) Connection forces between the diaphragm and vertical framing or nonstructural elements
- (d) Forces resulting from bracing vertical or sloped building elements
- (e) Diaphragm out-of-plane forces due to gravity and other loads applied to the diaphragm surface

- 12.2.1 يجب أن يأخذ التصميم بعين الاعتبار (أ) وحتى (هـ):
- (أ) الاغشية الانشائية في مستوى القوى بسبب الأحمال الجانبية التي تؤثر في المبنى
 - (ب) الاغشية الانشائية الناقلة للقوى
 - (ج) قوى الاتصال بين الاغشية الانشائية والاطار الراسي أو العناصر الغير انشائية
 - (د) القوى الناتجة عن تدعيم عناصر المباني الرأسية أو المنحدرة
 - (هـ) الاغشية الانشائية خارج مستوى القوى بسبب الاحمال الرأسية والأحمال الأخرى المطبقة على سطح الغشاء الانشائي

R12.2—General

R12.2 العام

R12.2.1 As partially illustrated in Fig. R12.1.1, diaphragms resist forces from several types of actions (Moehle et al. 2010):

(a) Diaphragm in-plane forces—Lateral forces from load combinations including wind, earthquake, and horizontal fluid or soil pressure generate in-plane shear, axial, and bending actions in diaphragms as they span between, and transfer forces to, vertical elements of the lateral-force-resisting system. For wind loading, lateral force is generated by wind pressure acting on building cladding that is transferred by diaphragms to the vertical elements. For earthquake loading, inertial forces are generated within the diaphragm and tributary portions of walls, columns, and other elements, and then transferred by diaphragms to the vertical elements. For buildings with subterranean levels, lateral forces are generated by soil pressure bearing against the basement walls; in a typical system, the basement walls span vertically between floors also serving as diaphragms, which in turn distribute the lateral soil forces to other force-resisting elements.

R12.2.1 كما هو موضح جزئياً في الشكل 12.1.1 ، تقاوم الكمرة قوى من عدة أنواع من الأفعال: (Moehle et al. 2010)

(أ) قوى الغشاء داخل المستوى - تقوم القوى الجانبية من مجموعات الحمولة بما في ذلك الرياح والزلازل والسوائل الأفقية أو ضغط التربة بإنشاء عمليات القص المحوري والانحناء داخل المستوى أثناء تواجدها بين العناصر الرأسية ونقلها إلى القوى للنظام الجانبي المسلح. بالنسبة إلى تحميل الرياح، يتم توليد القوة الجانبية بواسطة ضغط الرياح الذي يعمل على تكسية المباني التي يتم نقلها عن طريق الغشاء إلى العناصر الرأسية. بالنسبة لزلازل ، يتم توليد قوى القص الذاتي داخل أجزاء الاغشية الانشائية و الاعصاب للجدران والأعمدة وعناصر أخرى ، ثم يتم نقلها بواسطة أغشية إلى العناصر الرأسية. بالنسبة للمباني ذات المستويات الجوفية تحت سطح الأرض، يتم توليد قوى جانبية بواسطة حمل ضغط التربة ضد جدران الطابق السفلي ؛ في نظام نموذجي ، تمتد جدران الطابق السفلي عمودياً بين الطوابق أيضاً بمثابة غشاء ، والتي بدورها توزع قوى التربة الجانبية على عناصر أخرى لمقاومة القوة.

(b) Diaphragm transfer forces—Vertical elements of the lateral force-resisting system may have different properties over their height, or their planes of resistance may change from one story to another, creating force transfers between vertical elements. A common location where planes of resistance change is at grade level of a building with an enlarged subterranean plan; at this location, forces may transfer from the narrower tower into the basement walls through a podium diaphragm (refer to Fig. R12.1.1).

(ب) قوى نقل الاغشية الانشائية - قد تكون العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية ذات خصائص مختلفة على طولها، أو قد تتغير مستويات مقاومتها من وضع إلى آخر ، مما يؤدي إلى نقل القوة بين العناصر الرأسية. موقع شائع حيث تتغير مستويات المقاومة في المستوى السفلي لمبنى به مسقط واسع تحت الأرض ؛ في هذا الموقع ، قد تنتقل القوات من البرج الأضيق إلى جدران الطابق السفلي من خلال غشاء من المنصة (راجع الشكل 12.1.1).

(c) Connection forces—Wind pressure acting on exposed building surfaces generates out-of plane forces on those surfaces. Similarly, earthquake shaking can produce inertial forces in vertical framing and nonstructural elements such as cladding. These forces are transferred from the elements where the forces are developed to the diaphragm through connections.

(ج) قوى المفاصل - يعمل ضغط الرياح على أسطح المباني المكشوفة على توليد قوى خارج المستوى على تلك الأسطح. وبالمثل، فإن اهتزاز الزلازل يمكن أن ينتج قوى خاملة في الاطار العمودي والعناصر غير الهيكلية مثل الكسوة. يتم نقل هذه القوى من العناصر حيث يتم نقل القوى إلى الاغشية الانشائية من خلال الوصلات.

(d) Column bracing forces—Architectural configurations sometimes require inclined columns, which can result in large horizontal thrusts acting within the plane of the diaphragms due to gravity and overturning actions. The thrusts can act in different directions depending on orientation of the column and whether it is in compression or tension. Where these thrusts are not balanced locally by other elements, the forces have to be transferred into the diaphragm so they can be transmitted to other suitable elements of the lateral-force-resisting system. Such forces are common and may be significant with eccentrically loaded precast concrete columns that are not monolithic with adjacent framing. The diaphragm also provides lateral support to columns not designed as part of the lateral-force-resisting system by connecting them to other elements that provide lateral stability for the structure.

(د) القوى للأعمدة - تتطلب التكوينات المعمارية أحياناً أعمدة مائلة ، والتي يمكن أن تؤدي إلى دفعات أفقية كبيرة تعمل ضمن مستوي الكرة بسبب الجاذبية وإجراءات الانقلاب. يمكن أن تتحرك في اتجاهات مختلفة اعتماداً على اتجاه العمود وما إذا كان في حالة ضغط أو شد. وعندما لا تتوازن هذه الزيادات محلياً بعناصر أخرى، يجب نقل القوى إلى الاغشية الانشائية بحيث يمكن نقلها إلى عناصر مناسبة أخرى من نظام مقاومة القوة الجانبية. هذه القوى شائعة وقد تكون ذات أهمية مع أعمدة خرسانية مسبقة الصنع محملة بشكل غير متجانسة مع الإطارات المجاورة. كما يوفر الاغشية الانشائية دعماً جانبياً للأعمدة غير المصممة كجزء من نظام مقاومة القوة الجانبية من خلال ربطها بالعناصر الأخرى التي توفر ثباتاً جانبياً للهيكل.

(e) Diaphragm out-of-plane forces—Most diaphragms are part of floor and roof framing and, therefore, support gravity loads. The general building code may also require consideration of out-of-plane forces due to wind uplift pressure on a roof slab and vertical acceleration due to earthquake effects.

(هـ) قوى الخروج من حاجز الاغشية الانشائية - معظم الغشائات هي جزء من الأرضية واطارات السقف ، وبالتالي تدعم أحمال الجاذبية. قد يتطلب كود البناء العام أيضاً النظر في القوى الخارجة عن المستوى بسبب رفع ضغط الرياح على بلاطة السقف والتسارع الرأسي بسبب تأثيرات الزلازل.

CODE الكود

12.2.2 Materials

12.2.2 المواد

12.2.2.1 Design properties for concrete shall be selected to be in accordance with Chapter 19.

12.2.2.1 يجب اختيار خصائص التصميم للخرسانة وفقاً للفصل 19.

12.2.2.2 Design properties for steel reinforcement shall be selected to be in accordance with Chapter 20.

12.2.2.2 يجب اختيار خصائص التصميم الخاصة بحديد التسليح لتتوافق مع الفصل 20.

12.3—Design limits

12.3 - حدود التصميم

12.3.1 Minimum diaphragm thickness

12.3.1 أقل سماكة للغشاء الانشائي

12.3.1.1 Diaphragms shall have thickness as required for stability, strength, and stiffness under factored load combinations.

12.3.1.1 يجب أن يكون للأغشية الانشائية سماكة كما هو مطلوب من أجل الثبات والمقاومة والجساءة تحت تراكيب الاحمال المصعدة.

12.3.1.2 Floor and roof diaphragms shall have a thickness not less than that required for floor and roof elements in other parts of this Code.

12.3.1.2 يجب أن يكون للأغشية الأرضية والسطحية سماكة لا تقل عن تلك المطلوبة لعناصر الأرضيات والسقف في أجزاء أخرى من هذا الكود.

COMMENTARY

التعليق

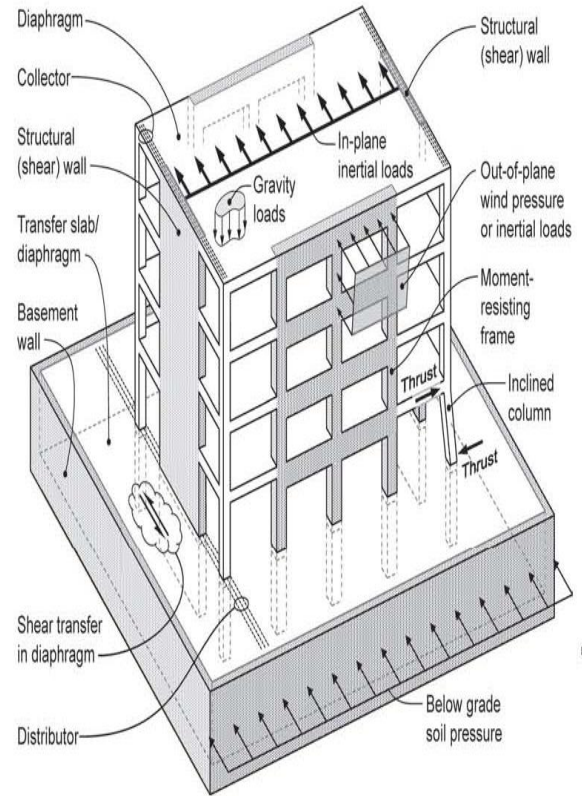


Fig. R12.1.1—Typical diaphragm actions.

الشكل - R12.1.1. تصرف الاغشية الانشائية النموذجية.

R12.3—Design limits

R12.3 - حدود التصميم

R12.3.1 Minimum diaphragm thickness Diaphragms may be required to resist in-plane moment, shear, and axial force. For diaphragms that are entirely cast-in-place or comprise topping slabs composite with precast members, thickness of the entire diaphragm must be sufficient to resist these actions. For noncomposite topping slabs, thickness of the cast-in-place topping alone must be sufficient to resist these actions. Section 18.12 contains specific requirements for diaphragms in buildings assigned to Seismic Design Categories D, E, and F. In addition to requirements for in-plane force resistance, diaphragms that are part of floor or roof construction must satisfy applicable requirements for slab or flange thickness.

R12.3.1 سماكة الاغشية الانشائية الأدنى - قد تكون هناك حاجة إلى حاجز مقاومة لعزم في المستوى ، والقص ، والقوة المحورية . بالنسبة للأغشية التي يتم صبها في الموقع بالكامل أو التي تتكون من بلاطة مركبة مع أعضاء مسبقة الصب ، يجب أن يكون سمك الغشاء بأكمله كافياً لمقاومة هذه الإجراءات . بالنسبة للبلاطات ذات بلاطة غير المركبة ، يجب أن تكون سماكة الطبقة المصبوبة في الموقع واحدة و كافية لمقاومة هذه الإجراءات . يحتوي القسم 18.12 على متطلبات حدود للأغشية في المباني المخصصة لفئات التصميم الزلزالي D و E و F . بالإضافة إلى متطلبات مقاومة القوة داخل المستوى ، يجب أن تفي الأغشية التي تشكل جزءاً من الأرضيات أو السقف بالمتطلبات المعمول بها للبلاطة أو سماكة الشفة .

CODE الكود

12.4—Required strength

12.4 - المقاومة المطلوبة

12.4.1 General

12.4.1 عام

12.4.1.1 Required strength of diaphragms, collectors, and their connections shall be calculated in accordance with the factored load combinations in Chapter 5.

12.4.1.1 تحسب المقاومة المطلوبة للأغشية والمجمعات ووصلاتها وفقاً لتركيبات الحمل المصعدة في الفصل 5.

12.4.1.2 Required strength of diaphragms that are part of floor or roof construction shall include effects of out-ofplane loads simultaneous with other applicable loads.

12.4.1.2 يجب أن تتضمن المقاومة المطلوبة للأغشية الانشائية التي تشكل جزءاً من البناء الأرضي أو السقف تأثيرات الأحمال الخارجة للمستوى في نفس الوقت مع الأحمال الأخرى القابلة للتطبيق.

12.4.2 Diaphragm modeling and analysis

12.4.2 نمذجة وتحليل الغشاء الانشائي

12.4.2.1 Diaphragm modeling and analysis requirements of the general building code shall govern where applicable. Otherwise, diaphragm modeling and analysis shall be in accordance with 12.4.2.2 through 12.4.2.4.

12.4.2.1 تحدد متطلبات النمذجة والتحليل الخاصة بنمذجة الغشاء الانشائي لكود البناء الموحد حيثما ينطبق ذلك. خلاف ذلك، يجب أن تكون النمذجة والتحليل للغشاء الانشائي وفقاً لـ 12.4.2.2 خلال 12.4.2.4.

COMMENTARY التعليق

R12.4—Required strength

R12.4 - المقاومة المطلوبة

Factored load combinations generally require consideration of out-of-plane loads that act simultaneously with diaphragm in-plane forces. For example, this is required where a floor beam also serves as a collector, in which case the beam is to be designed to resist axial forces acting as a collector and bending moments acting as a floor beam supporting gravity loads.

تتطلب تركيبات الحمل المصعدة عموماً اعتبار الأحمال خارج المستوى التي تعمل في الوقت نفسه مع قوى الأغشية الانشائية داخل المستوى. على سبيل المثال، يكون هذا مطلوباً عندما تعمل كمره أرضية أيضاً كمجمع، وفي هذه الحالة يتم تصميم الكمرة لمقاومة القوى المحورية التي تعمل كمجمع و عزم الانحناء التي تعمل كمره أرضية تدعم أحمال الجاذبية.

R12.4.2 Diaphragm modeling and analysis

R12.4.2 نمذجة وتحليل الغشاء الانشائي

R12.4.2.1 ASCE/SEI 7 includes diaphragm modeling requirements for some design conditions, such as design to resist wind and earthquake loads. Where ASCE/SEI 7 is adopted as part of the general building code, those requirements govern over provisions of this Code.

R12.4.2.1 ASCE / SEI 7 يتضمن متطلبات النمذجة الغشائية لبعض شروط التصميم، مثل التصميم لمقاومة الرياح وأحمال الزلازل. عندما يتم تبني ASCE / SEI 7 كجزء من كود البناء العام، فإن هذه المتطلبات تحكم أحكام هذا الكود.

CODE الكود

12.4.2.2 Modeling and analysis procedures shall satisfy requirements of Chapter 6.

12.4.2.2 يجب أن تستوفي إجراءات النمذجة والتحليل متطلبات الفصل 6.

COMMENTARY

التعليق

R12.4.2.2 Chapter 6 contains general requirements for analysis that are applicable to diaphragms. Diaphragms are usually designed to remain elastic or nearly elastic for forces acting within their plane under factored load combinations. Therefore, analysis methods satisfying theory of elastic analysis are generally acceptable. The provisions for elastic analysis in 6.6.1 through 6.6.3 can be applied. Diaphragm in-plane stiffness affects not only the distribution of forces within the diaphragm, but also the distribution of displacements and forces among the vertical elements. Thus, the diaphragm stiffness model should be consistent with characteristics of the building. Where the diaphragm is very stiff compared to the vertical elements, as in a low aspect ratio, cast-in-place diaphragm supported by moment frames, it is acceptable to model the diaphragm as a completely rigid element. Where the diaphragm is flexible compared with the vertical elements, as in some jointed precast systems supported by structural walls, it may be acceptable to model the diaphragm as a flexible beam spanning between rigid supports. In other cases, it may be advisable to adopt a more detailed analytical model to account for the effects of diaphragm flexibility on the distribution of displacements and forces. Examples include buildings in which diaphragm and vertical element stiffnesses have approximately the same value, buildings with large force transfers, and parking structures in which ramps connect between floors and act essentially as bracing elements within the building. For diaphragms constructed of concrete slabs, ASCE/ SEI 7 permits the assumption of a rigid diaphragm if the diaphragm aspect ratio falls within a prescribed limit, which is different for wind and earthquake loads, and if the structure has no horizontal irregularities. ASCE/SEI 7 provisions do not prohibit the rigid diaphragm assumption for other conditions, provided the rigid diaphragm assumption is reasonably consistent with anticipated behavior. Cast-in place concrete diaphragms designed with the rigid-diaphragm assumption have a long history of satisfactory performance even though they may fall outside the ASCE/SEI 7 index values.

12-4-2-2 يحتوي الفصل 6 على المتطلبات العامة للتحليل المطبقة على الأغشية. غالباً ما تكون الغشاءات مصممة لتظل مرنة أو مرنة تقريباً للقوى العاملة ضمن مستوياتها تحت تركيبات الحمولة المختبرة. لذلك، طرق التحليل التي تلبى نظرية التحليل المرن مقبولة بشكل عام. يمكن تطبيق أحكام التحليل المرن في 6.6.1 حتى 6.6.3. لا يؤثر جساءة الأغشية الانشائية داخل المستوى على توزيع القوى داخل الأغشية الانشائية فحسب، بل يؤثر أيضاً على توزيع النزوح والقوى بين العناصر الرأسية. وبالتالي، يجب أن يكون نموذج جساءة الأغشية الانشائية متسقاً مع خصائص المبنى. عندما يكون الأغشية الانشائية شديدة الجساءة مقارنة بالعناصر الرأسية، كما هو الحال في نسبة العرض إلى الارتفاع المنخفضة، الأغشية الانشائية مصبوبة في الموقع المدعوم من خلال الأطر الزمنية، من المقبول تصميم الأغشية الانشائية كعنصر صلب تماماً. عندما يكون الأغشية الانشائية مرناً مقارنة بالعناصر الرأسية، كما هو الحال في بعض الأنظمة المسبقة الموصلة المدعومة بالجدران الإنشائية، قد يكون من المقبول تصميم الأغشية الانشائية ككمر مرنة تمتد بين الركائز الصلبة. في حالات أخرى، قد يكون من المستحسن اعتماد نموذج تحليلي أكثر تفصيلاً لمراعاة آثار المرونة في الأغشية الانشائية على توزيع النزوح والقوى. ومن الأمثلة على ذلك المباني التي يكون فيها غشاء العنصر وتصلب العنصر الراسي لهما نفس القيمة تقريباً، والمباني ذات التحويلات الكبيرة للقوة، وبني المواقف التي تتصل فيها الميول بين الطوابق وتتصرف بشكل أساسي كعناصر داعمة داخل المبنى.

CODE الكود

COMMENTARY

التعليق

12.4.2.3 Any set of reasonable and consistent assumptions for diaphragm stiffness shall be permitted.

12.4.2.3 أي مجموعة من الافتراضات المعقولة والمناسبة لجساءة الغشاء الانشائي يجب ان تكون مسموح بها.

بالنسبة للأغشية التي تم إنشاؤها من بلاطة خرسانية ، يسمح / ASCE 7SEI بفترض غشاء صلب إذا كانت نسبة أبعاد الأغشية الانشائية تدرج ضمن حد معين ، وهو أمر مختلف بالنسبة لأحمال الرياح والزلازل ، وإذا لم يكن للهيكل أي مخالفات أفقية. لا تحظر أحكام 7 SEI / ASCE فرض الأغشية الانشائية الصارم لظروف أخرى ، بشرط أن يكون الافتراض الغشائي الصلب متوافقاً بشكل معقول مع السلوك المتوقع. تتميز أغشية الاسمنت المصبوبة في الموقع والمصممة مع فرضية الأغشية الانشائية الصلبة بتاريخ طويل من الأداء المرضي على الرغم من أنها قد تقع خارج قيم المؤشر 7. SEI / ASCE

R12.4.2.3 For low-aspect-ratio diaphragms that are entirely cast-in-place or comprise a cast-in place topping slab on precast elements, the diaphragm is often modeled as a rigid element supported by flexible vertical elements. However, effects of diaphragm flexibility should be considered where such effects will materially affect calculated design actions. Such effects should be considered for diaphragms that use precast elements, with or without a cast-in place topping. Where large transfer forces occur, as outlined in R12.2.1(b), more realistic design forces can be obtained by modeling diaphragm in-plane stiffness. Diaphragms with long spans, large cutout areas, or other irregularities may develop in-plane deformations that should be considered in design (refer to Fig. R12.4.2.3a).

For a diaphragm considered rigid in its own plane, and for semi-rigid diaphragms, the diaphragm internal force distribution can be obtained by modeling it as a horizontal rigid beam supported on springs representing lateral stiffnesses of the vertical elements (refer to Fig. R12.4.2.3b). Effects of in-plane eccentricity between applied forces and vertical element resistances, resulting in overall building torsion, should be included in the analysis. Elements of the lateral force-resisting system aligned in the orthogonal direction can participate in resisting diaphragm plan rotation (Moehle et al. 2010).

R12.4.2.3 بالنسبة للغشاءات ذات النسبة المنخفضة التي تصب في الموقع بالكامل أو تحتوي على البلاطة قشور في موضعه على عناصر مسبقة الصنع ، غالباً ما يتم تصميم الأغشية الانشائية كعنصر صلب يدعمه عناصر رأسية مرنة. ومع ذلك، ينبغي النظر في آثار مرونة الأغشية الانشائية حيث تؤثر هذه الآثار مادياً على إجراءات التصميم المحسوبة. يجب أن تؤخذ هذه الآثار بعين الاعتبار للأغشية التي تستخدم عناصر مسبقة الصب، مع أو بدون طبقة موضعية. عندما تحدث قوات نقل كبيرة، كما هو موضح في (b) R12.2.1 ، يمكن الحصول على قوى تصميم أكثر واقعية عن طريق نمذجة غشاء داخل المستوى. يمكن أن تتطور الكمرة الحاجبة ذات البحور الطويلة أو المساحات الفاصلة الكبيرة أو غير ذلك من عدم انتظام التشوهات داخل المستوى والتي يجب أخذها في الاعتبار في التصميم (راجع الشكل 12.4.2.3 أ). بالنسبة إلى الأغشية الانشائية الذي يعتبر صلباً في مستواه الخاص، وللأغشية شبه الصلبة ، يمكن الحصول على توزيع القوة الداخلية للغشاء عن طريق وضعه في صورة كمرة جامد أفقية مدعوماً على النواض التي تمثل الجساءة الجانبية للعناصر الرأسية) راجع الشكل (R12. 4.2.3b) يجب تضمين تأثيرات الانحراف داخل المستوى بين القوى المطبقة ومقاومات العناصر الرأسية، مما يؤدي إلى التواء البناء الإجمالي، في التحليل. يمكن لعناصر نظام مقاومة القوى الجانبية المنتظمة في الاتجاه التعامدي المشاركة في مقاومة دوران المستوى للأغشية الانشائية.... (Moehle et al. 2010)

CODE
الكود

COMMENTARY

التعليق

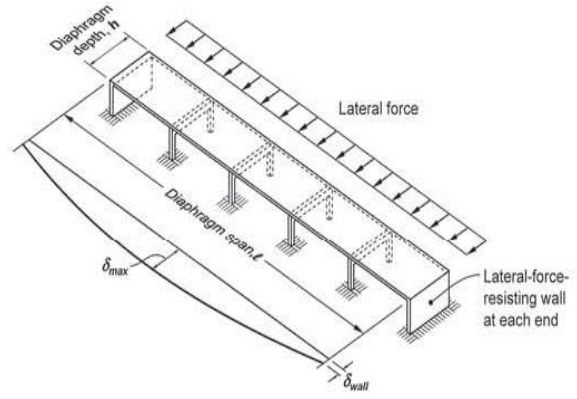


Fig. R12.4.2.3a—Example of diaphragm that might not be considered rigid in its plane.

الشكل رقم R12.4.2.3a مثال على الاغشية الانشائية الذي قد لا يعتبر صلباً في مستواه.

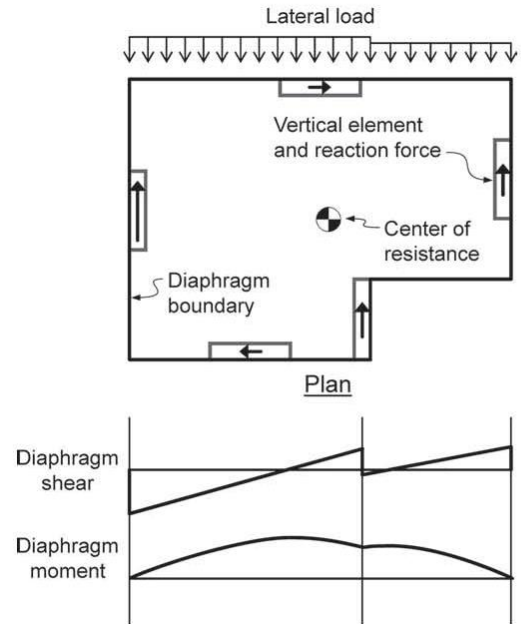


Fig. R12.4.2.3b—Diaphragm in-plane actions obtained by modeling the diaphragm as a horizontal rigid beam on flexible supports.

الشكل R12.4.2.3 b- تصريف الغشاء داخل المستوى المتحصل عليه بنمذجة الاغشية الانشائية ككمرة جامدة أفقية على دعامات مرنة.

CODE الكود

12.4.2.4 Calculation of diaphragm in-plane design moments, shears, and axial forces shall be consistent with requirements of equilibrium and with design boundary conditions. It shall be permitted to calculate design moments, shears, and axial forces in accordance with one of (a) through (e):

- (a) A rigid diaphragm model if the diaphragm can be idealized as rigid
- (b) A flexible diaphragm model if the diaphragm can be idealized as flexible
- (c) A bounding analysis in which the design values are the envelope of values obtained by assuming upper bound and lower bound in-plane stiffnesses for the diaphragm in two or more separate analyses
- (d) A finite element model considering diaphragm flexibility
- (e) A strut-and-tie model in accordance with 23.2

12.4.2.4 حساب العزوم التصميمية للغشاء الانشائي في المستوى ، وقوى القص ، والقوى المحورية متناسبة مع متطلبات الاتزان ومع شروط الحدود التصميمية . يسمح بحساب العزوم التصميمية ، وقوى القص ، والقوى المحورية وفقاً لأحد (أ) إلى (هـ):

- (أ) نموذج غشاء جاسئ إذا كان الغشاء الانشائي مثاليًا على أنه صلب
- (ب) نموذج غشاء مرن إذا كان لغشاء الانشائي مثاليًا على أنه مرن
- (ج) تحليل مقيد تكون فيه قيم التصميم هي غلاف القيم التي يتم الحصول عليها بافتراض حد أعلى وحد أقل للجساءات في المستوى للغشاء الانشائي في تحليلين منفصلين أو أكثر
- (د) نموذج لعنصر محدد نظرًا لمرونة الغشاء الانشائي
- (هـ) نموذج ركيزة – شداد وفقاً لـ 23.2

12.5—Design strength

12.5 - المقاومة التصميمية

12.5.1 General

12.5.1 عام

12.5.1.1 For each applicable factored load combination, design strengths of diaphragms and connections shall satisfy $\phi S_n \geq U$. Interaction between load effects shall be considered.

12.5.1.1 بالنسبة لكل تركيبة حمولة مصعدة قابلة للتطبيق ، يجب أن تستوفي المقاومات التصميمية للأغشية والوصلات $\phi S_n \geq U$. يجب النظر في التفاعل بين تأثيرات الحمولة.

12.5.1.2 ϕ shall be determined in accordance with 21.2.

12.5.1.2 ϕ يجب أن يتم تحديد وفقاً 21.2.

COMMENTARY التعليق

R12.4.2.4 The rigid diaphragm model is widely used for diaphragms that are entirely cast-in place and for diaphragms that comprise a cast in-place topping slab on precast elements, provided flexible conditions are not created by a long span, by a large aspect ratio, or by diaphragm irregularity. For more flexible diaphragms, a bounding analysis is sometimes done in which the diaphragm is analyzed as a stiff or rigid element on flexible supports and as a flexible diaphragm on rigid supports, with the design values taken as the envelope of values from the two analyses. Finite element models can be suitable for any diaphragm, but are especially useful for irregularly shaped diaphragms and diaphragms resisting large transfer forces. Stiffness should be adjusted to account for expected concrete cracking under design loads. For jointed precast concrete diaphragms that rely on mechanical connectors, it may be necessary to include the joints and connectors in the finite element model. Strut-and-tie models may be used for diaphragm design. The strut-and-tie models should include considerations of force reversals that may occur under design load combinations.

R12.4.2.4 يستخدم نموذج الأغشية الانشائية الصارم على نطاق واسع للأغشية التي يتم صبها في الموقع تماماً وللأغشية التي تشتمل على البلاطة القشرة في موضعه على عناصر مسبقة الصنع ، بشرط ألا يتم إنشاء ظروف مرنة بامتداد طويل ، من خلال نسبة العرض إلى الارتفاع الكبيرة ، أو بسبب عدم انتظام الأغشية الانشائية. للحصول على أغشية أكثر مرونة ، يتم إجراء تحليل محدد في بعض الأحيان يتم فيه تحليل الأغشية الانشائية كعنصر صلب أو صلب على دعائم مرنة للأغشية الانشائية مرنة على دعائم صلبة ، مع قيم التصميم التي يتم أخذها كمغلف للقيم من التحليلين. يمكن أن تكون نماذج العناصر المحدودة مناسبة لأي غشاء ، ولكنها مفيدة بشكل خاص للأغشية غير المنتظمة والأغشية التي تقاوم قوى النقل الكبيرة. يجب تعديل الجساءة من أجل حساب التشقق الخرسانة المتوقع تحت أحمال التصميم. بالنسبة للأغشية الخرسانية سابقة الصب التي تعتمد على المفاصل الميكانيكية ، قد يكون من الضروري تضمين المفاصل والموصلات في نموذج العنصر المحدد. يمكن استخدام نماذج Strut-and-tie لتصميم الأغشية الانشائية. يجب أن تتضمن نماذج strut-and-tie اعتبارات انعكاسات القوة التي قد تحدث في ظل تركيبات تحميل التصميم.

R12.5—Design strength

R12.5 - المقاومة التصميمية

R12.5.1 General

R12.5.1 عام

R12.5.1.1 Design actions commonly include in plane moment, with or without axial force; in plane shear; and axial compression and tension in collectors and other elements acting as struts or ties. Some diaphragm configurations may result in additional types of design actions. For example, a diaphragm vertical step can result in out-of plane bending, torsion, or both. The diaphragm is required to be designed for such actions where they occur in elements that are part of the load path. Nominal strengths are prescribed in Chapter 22 for a diaphragm idealized as a beam or solid element resisting in-plane moment, axial force, and shear; and in Chapter 23 for a diaphragm or diaphragm segment idealized as a strut-and-tie system.

R12.5.1.1 تشمل إجراءات التصميم عادة في عزم المستوى ، مع أو بدون قوة محورية ؛ في قص المستوى والضغط المحوري و الشد في المجمع وغيرها من العناصر التي تعمل بمثابة الركائز أو الروابط. قد تؤدي بعض تكوينات الأغشية الانشائية إلى أنواع إضافية من إجراءات التصميم. على سبيل المثال ،

CODE
الكود

COMMENTARY

التعليق

يمكن أن تؤدي خطوة عمودية في الاغشية الانشائية إلى انحناء أو انحراف أو كلا منهما خارج النطاق. يجب تصميم الاغشية الانشائية ليتم تصميمه لمثل هذه الإجراءات حيث تحدث في العناصر التي تشكل جزءاً من مسار التحميل. يتم وصف نقاط القوة الاسمية في الفصل 22 من أجل الاغشية الانشائية المثالي ككمرة أو عنصر صلب مقاومة في عزم المستوى ، والقوة المحورية ، والقص ؛ وفي الفصل 23 من أجل الاغشية الانشائية ، يُعتبر نظاماً للدعامات.

For axial tension in such members, nominal tensile strength is $Asfy$, and the strength reduction factor is 0.90 as required for tension-controlled members in 21.2.2.

بالنسبة للشد المحوري في هؤلاء الأعضاء، فإن قوة الشد الاسمية هي $Asfy$ ، وعامل تخفيض القوة هو 0.90 كما هو مطلوب لأعضاء التحكم في الشد في 21.2.2.

Diaphragms are designed under load combinations of 5.3. Where a diaphragm or part of a diaphragm is subjected to multiple load effects, the interaction of the load effects is to be considered.

تم تصميم الغشاء تحت تركيبات الحمل من 5.3. عندما يتعرض الغشاء أو جزء من الاغشية الانشائية لتأثيرات حمولة متعددة ، يجب النظر في تفاعل تأثيرات الحمولة.

A common example is where a collector is built within a beam or slab that also resists gravity loads, in which case the element is designed for combined moment and axial force. Another example is where a connection is subjected to simultaneous tension and shear.

. المثال الشائع هو مكان بناء كمجمع داخل كمرة أو بلاطة تقاوم أيضاً أحمال الجاذبية ، وفي هذه الحالة تم تصميم العنصر للحركة المشتركة والقوة المحورية. مثال آخر هو حيث يكون اتصال للشد والقص في وقت واحد.

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

12.5.1.3 Design strengths shall be in accordance with (a), (b), (c), or (d):

(a) For a diaphragm idealized as a beam whose depth is equal to the full diaphragm depth, with moment resisted by boundary reinforcement concentrated at the diaphragm edges, design strengths shall be in accordance with 12.5.2 through 12.5.4. (b) For a diaphragm or a diaphragm segment modeled as a strut-and-tie system, design strengths shall be in accordance with 23.3. (c) For a diaphragm idealized with a finite-element model, design strengths shall be in accordance with Chapter 22. Nonuniform shear distributions shall be considered in design for shear. Collectors in such designs shall be provided to transfer diaphragm shears to the vertical elements of the lateral-force-resisting system. (d) For a diaphragm designed by alternative methods, such methods shall satisfy the requirements of equilibrium and shall provide design strengths at least equal to required strengths for all elements in the load path.

12.5.1.3 يجب أن تكون المقاومات التصميمية وفقاً لـ (أ) أو (ب) أو (ج) أو (د) :

(أ) بالنسبة للغشاء الانشائي المثالي ككمرة يكون عمقها الكلي مساوياً لعمق الغشاء الكامل ، مع مقاومتها للعزم من خلال تسليح الحدود المركزة عند حواف الغشاء الانشائي، يجب أن تكون المقاومات التصميمية وفقاً لـ 12.5.2 حتى 12.5.4.

(ب) بالنسبة للغشاء أو لجزء الغشاء التي تم نمذجتها كنظام ركيزة - شداد ، يجب أن تكون المقاومات التصميمية وفقاً لـ 23.3 .

(ج) بالنسبة للغشاء المثالي باستخدام نموذج العناصر المحدودة، يجب أن تكون المقاومات التصميمية وفقاً للفصل 22. يتم النظر في توزيعات القص الغير موزعة بانتظام في التصميم للقص. يجب توفير مجمع في مثل هذه التصميم لنقل قوى القص للغشاء إلى العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية.

(د) بالنسبة للغشاء المصمم بطرق بديلة، يجب أن تستوفي هذه الطرق متطلبات الاتزان ويجب أن توفر المقاومات التصميمية على الأقل تساوي مستويات المقاومة المطلوبة لجميع العناصر في مسار الحمل.

12.5.1.4 It shall be permitted to use precompression from prestressed reinforcement to resist diaphragm forces.

12.5.1.4 يجب أن يسمح باستخدام الضغط المسبق من التسليح مسبق الإجهاد لمقاومة قوى الغشاء الانشائي.

R12.5.1.3 Different design strength requirements apply depending on how the diaphragm load-path is idealized. Section 12.5.1.3(a) addresses requirements for the common case where a diaphragm is idealized as a beam spanning between supports and resisting forces within its plane, with chord reinforcement at the boundaries to resist in plane moment and axial force.

R12.5.1.3 تنطبق متطلبات قوة تصميم مختلفة تبعاً لطريقة مثالية لطريق تحميل مثالية. يتناول القسم 12.5.1.3 (أ) المتطلبات للحالة الشائعة حيث يكون الاغشية الانشائية مثاليًا ككمرة تمتد بين قوى الركيزة والقوة الموجودة داخل مستوياتها ، مع تسليح العصب على الحدود لمقاومة العزم المستوى والقوة المحورية.

If diaphragms are designed according to this model, then it is appropriate to assume that shear flow is uniform through the diaphragm depth. Diaphragm depth refers to the dimension measured in the direction of lateral forces within the plane of the diaphragm (refer to Fig. R12.4.2.3a).

إذا تم تصميم أغشية وفقاً لهذا النموذج ، فمن المناسب أن نفترض أن تدفق القص منتظم من خلال عمق الاغشية الانشائية و يشير عمق الغشاء إلى البعد المقاس في اتجاه القوى الجانبية داخل مستوى الاغشية الانشائية (راجع الشكل 12.4.2.3 أ).

If vertical elements of the lateralforce-resisting system do not extend the full depth of the diaphragm, then collectors are required to transfer shear acting along the remaining portions of the diaphragm depth to the vertical elements. Sections 12.5.2 through 12.5.4 are based on this model. This design approach is acceptable even if some of the moment is resisted by precompression as provided by 12.5.1.4. Sections 12.5.1.3(b) through (d) permit alternative methods for design of diaphragms. If diaphragms are designed to resist moment through distributed chords, or if diaphragms are designed according to stress fields determined by finite-element analysis, then non-uniform shear flow should be taken into account.

إذا لم تعمل العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوى الجانبية على تمديد العمق الكامل للاغشية الانشائية ، فيجب على المجمعين أن يقوموا بنقل عمل القص على طول الأجزاء المتبقية من عمق الاغشية الانشائية إلى العناصر الرأسية. تعتمد الأقسام من 12.5.2 إلى 12.5.4 على هذا النموذج. هذا النهج التصميمي مقبول حتى إذا تم مقاومة بعض الوقت عن طريق الضغط المسبق على النحو المنصوص عليه في 12.5.1.4. تسمح المواد من 12.5.1.3 (ب) إلى (د) بالطرق البديلة لتصميم الاغشية. إذا تم تصميم الغشاءات لمقاومة العزم من خلال الاعصاب الموزعة ، أو إذا تم تصميم أغشية وفقاً لحقول الإجهاد التي يحددها تحليل العناصر المحدودة ، فيجب أن يؤخذ في الاعتبار تدفق القص غير منتظم.

R12.5.1.4 In the typical case of a prestressed floor slab, prestressing is required, at a minimum, to resist the factored load combination $1.2D + 1.6L$, where L may have been reduced as permitted by the general building code. For wind or earthquake design, however, the gravity load to be resisted by prestressing is reduced because the governing load combination is $1.2D + f_1L + (W \text{ or } E)$, where f_1 is either 1.0 or 0.5 depending on the nature of L . Thus, only a portion of the effective prestress is required to resist the reduced gravity loads. The remainder of the effective prestress can be used to resist in-plane diaphragm moments. Additional moment, if any, is resisted by added reinforcement.

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

12.5.1.5 If nonprestressed, bonded prestressing reinforcement is designed to resist collector forces, diaphragm shear, or tension due to in plane moment, the value of steel stress used to calculate resistance shall not exceed the lesser of the specified yield strength and 420 MPa.

12.5.1.5 إذا كان التسليح الغير مسبق للأجهاد والمسبق الاجهاد المترابط مصممًا لمقاومة قوى المجمع أو القص للغشاء أو الشد الناتج عن العزم في المستوى، يجب ألا تتجاوز قيمة إجهاد الفولاذ المستخدم في حساب المقاومة أقل من مقاومة الخضوع المحددة و 420 MPa.

12.5.2 Moment and axial force

12.5.2 العزم والقوة المحورية

12.5.2.1 It shall be permitted to design a diaphragm to resist in-plane moment and axial force in accordance with 22.3 and 22.4.

12.5.2.1 يجب أن يصمم الغشاء الانشائي لمقاومة العزم في المستوى والقوة المحورية وفقاً لـ 22.3 و 22.4.

12.5.2.2 It shall be permitted to resist tension due to moment by (a), (b), (c), or (d), or those methods in combination:

- Deformed bars conforming to 20.2.1
- Strands or bars conforming to 20.3.1, either prestressed or nonprestressed
- Mechanical connectors crossing joints between precast elements
- Precompression from prestressed reinforcement

12.5.2.2 يُسمح بمقاومة الشد بسبب العزم بواسطة (أ) أو (ب) أو (ج) أو (د) أو تلك الأساليب في التركيب:

(أ) أسياخ محزنة مطابقة لـ 20.2.1

(ب) كابلات أو أسياخ تتطابق مع 20.3.1 ، سواء كانت مسبقة الاجهاد أو غير مسبقة الاجهاد

(ج) الوصلات الميكانيكية التي تعبر المفاصل بين العناصر مسبقة الصب

(د) الضغط المسبق من التسليح مسبق الاجهاد

R12.5.1.4 في الحالة النموذجية لبلطة الأرضية سابقة الإجهاد ، يلزم إجراء عملية مسبق الإجهاد ، كحد أدنى ، لمقاومة مجموعة الحمولة المحسوبة 1.2 $D + 1.6L$ ، حيث قد يكون L قد تم تخفيضه وفقاً لما يسمح به كود المبنى العام .في حالة تصميم الرياح أو الزلازل ، يتم تقليل الحمل الثقيل الذي يتم مقاومته بواسطة مسبقة الإجهاد لأن مجموعة الحمل الحاكم هي 1.2 $(W + D + f1L)$ أو E ، حيث تكون $f1$ إما 1.0 أو 0.5 اعتماداً على طبيعة L . وهكذا ، مطلوب فقط جزء من مسبق الإجهاد فعالية مقاومة الأحمال الجاذبية مخفضة . ما تبقى من مسبق الإجهاد فعالة يمكن استخدامها لمقاومة عزم الاغشية الانشائية في المستوى .عزوم إضافية ، إن وجدت ، تقاومها تسليح إضافية.

R12.5.1.5 Nonprestressed bonded prestressing reinforcement, either strand or bars, is sometimes used to resist diaphragm design forces. The imposed limit on assumed yield strength is to control crack width and joint opening. The Code does not include provisions for developing nonprestressed, bonded prestressing reinforcement. Stress limits for other provided reinforcement are prescribed in Chapter 20.

R12.5.1.5 أحياناً يتم استخدام تسليح مسبقة الإجهاد غير المربوطة ، سواء كانت كابلا أو قضبان ، لمقاومة قوى تصميم الاغشية الانشائية . الحد المفروض على قوة الإنتاجية المفترضة هو التحكم في عرض التشقق وفتح المفاصل .لا تتضمن الكود الأحكام اللازمة لتسليح للكابلات الغير مسبقة الاجهاد و الكابلات مسبقة الاجهاد يتم وصف حدود الإجهاد لتسليحات الأخرى المقدمة في الفصل 20.

R12.5.2 Moment and axial force

R12.5.2 العزم والقوة المحورية

R12.5.2.1 This section permits design for moment and axial force in accordance with the usual assumptions of 22.3 and 22.4, including the assumption that strains vary linearly through the depth of the diaphragm. In most cases, design for moment and axial force can be accomplished satisfactorily using an approximate tension-compression couple with the strength reduction factor equal to 0.90.

R12.5.2.1 يسمح هذا القسم بالتصميم لعزم والقوة المحورية وفقاً للافتراضات المعتادة 22.3 و 22.4 ، بما في ذلك افتراض أن السلالات تختلف خطياً من خلال عمق الاغشية الانشائية .في معظم الحالات ، يمكن تنفيذ التصميم لعزم والقوة المحورية بشكل مرضي باستخدام زوجين من شد - ضغط تقريبي مع عامل تقليل القوة يساوي 0.90.

R12.5.2.2 Bonded prestressing reinforcement used to resist in-plane moment and axial force can be either prestressed or nonprestressed. Mechanical connectors crossing joints between precast concrete elements are provided to complete a continuous load path for reinforcement embedded in those elements. The use of precompression from prestressed reinforcement is discussed in R12.5.1.4.

R12.5.2.2 يمكن استخدام التسليح المسبق الاجهاد المترابط للمقاومة عزم المستوى والقوة المحورية إما مسبقة الاجهاد أو غير مسبقة الاجهاد .يتم توفير الوصلات الميكانيكية التي تعتبر المفاصل بين عناصر الخرسانة الجاهزة لإكمال مسار الحمل المستمر لتسليحات المشتركة في تلك العناصر .تمت مناقشة استخدام الضغط المسبق من تسليح الإجهاد المسبق في R12.5.1.4.

CODE الكود

12.5.2.3 Nonprestressed reinforcement and mechanical connectors resisting tension due to moment shall be located within $h/4$ of the tension edge of the diaphragm, where h is diaphragm depth measured in the plane of the diaphragm at that location. Where diaphragm depth changes along the span, it shall be permitted to develop reinforcement into adjacent diaphragm segments that are not within the $h/4$ limit.

12.5.2.3 يجب أن يوضع التسليح الغير مسبقة الاجهاد والوصلات الميكانيكية المقاومة للشد الناتج عن العزم في $h/4$ من حافة الشد للغشاء الانشائي ، حيث يتم قياس عمق الغشاء h في مستوى الغشاء في ذلك الموقع. عندما يتغير عمق الغشاء على طول البحر، يجب السماح بتثبيت التسليح إلى شرائح غشاء مجاورة ليست ضمن حد $h/4$.

COMMENTARY التعليق

R12.5.2.3 Figure R12.5.2.3 illustrates permitted locations of nonprestressed reinforcement resisting tension due to moment and axial force.

R12.5.2.3 يوضح الشكل R12.5.2.3 المواقع المسموح بها لتسليح غير مسبقة الاجهاد لمقاومة الشد في بسبب العزم والقوة المحورية.

Where diaphragm depth changes along the span, it is permitted to develop tension reinforcement in adjacent sections even if the reinforcement falls outside the $h/4$ limit of the adjacent section. In such cases, strut-and-tie models or elastic plane stress analysis can be used to determine bar extensions and other reinforcement requirements to provide continuity across the step.

عندما يتغير عمق الاغشية الانشائية على طول البحر ، يُسمح بتطوير تسليح الشد في الأجزاء المجاورة حتى إذا كان التسليح يقع خارج الحد $h/4$ للقسم المجاور. في مثل هذه الحالات ، يمكن استخدام نماذج الانضغاط والرباط أو تحليل الإجهاد المرن في تحديد تمديدات القضيب وغيرها من متطلبات التسليح لتوفير الاستمرارية عبر هذه المرحلة

The restriction on location of nonprestressed reinforcement and mechanical connectors is intended to control cracking and excessive joint opening that might occur near the edges if reinforcement or mechanical connectors were distributed throughout the diaphragm depth. The concentration of flexural tension reinforcement near the edge of the diaphragm also results in more uniform shear flow through the depth of the diaphragm.

. إن القيد على موقع التسليح الغير مسبقة الاجهاد والوصلات الميكانيكية يهدف إلى التحكم في التشقق وفتح المفصل المفرط الذي قد يحدث بالقرب من الحواف إذا تم توزيع التسليح أو الموصلات الميكانيكية في جميع أنحاء عمق الاغشية الانشائية. كما يؤدي تركيز تسليح الشد الانحناء بالقرب من حافة الاغشية الانشائية إلى مزيد من تدفق القص المنتظم من خلال عمق الاغشية الانشائية

There are no restrictions on placement of prestressed reinforcement provided to resist moment through precompression. In effect, the precompression determines a moment that the prestressed reinforcement can resist, with the remainder of the moment resisted by reinforcement or mechanical connectors placed in accordance with 12.5.2.3.

لا توجد قيود على وضع التسليح مسبقة الاجهاد المقدمة لمقاومة عزم من خلال الضغط المسبق. في الواقع ، يحدد الضغط المسبق لعزم يمكن أن تقاومها التسليح السابقة الاجهاد ، مع ما تبقى من العزم التي تقاومها تسليح أو وصلات ميكانيكية موضحة وفقاً لـ 12.5.2.3.

The Code does not require that diaphragm boundary elements resisting design flexural compression forces be detailed as columns. However, where a boundary element resists a large compressive force compared with axial strength, or is designed as a strut adjacent to an edge or opening, detailing with transverse reinforcement similar to column hoops should be considered.

لا يتطلب الكود أن تكون عناصر الحدود الغشائية التي تقاوم تصميم قوى انضغاط مرنة مفصلة كعمود. ومع ذلك ، عندما يقاوم العنصر الحدودي قوة ضغط كبيرة مقارنة بالقوة المحورية ، أو تم تصميمه كدعامات ملاصقة للحافة أو الفتحة ، يجب النظر في التفاصيل مع تسليح عرضي مماثل لأطواق الأعمدة.

CODE الكود

COMMENTARY

التعليق

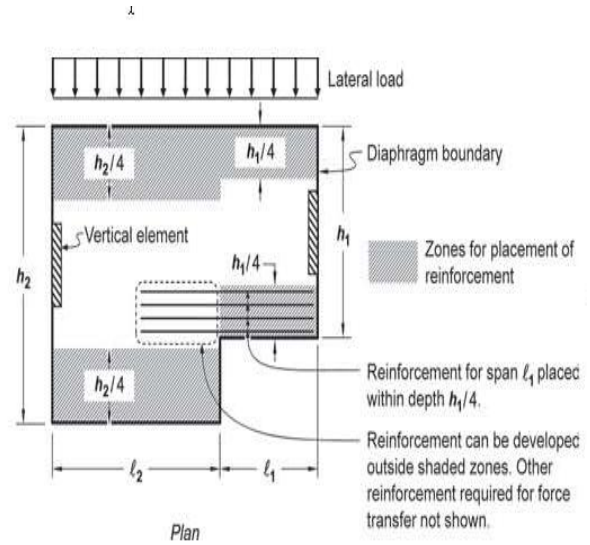


Fig. R12.5.2.3—Locations of nonprestressed reinforcement resisting tension due to moment and axial force according to 12.5.2.3.

الشكل - R12.5.2.3 :مواقع التسليح غير مسبقة الاجهاد لمقاومة الشد بسبب العزم والقوة المحورية وفقاً لـ 12.5.2.3.

12.5.2.4 Mechanical connectors crossing joints between precast elements shall be designed to resist required tension under the anticipated joint opening

12.5.2.4 يجب أن تكون الوصلات الميكانيكية التي تعبر المفاصل بين عناصر مسبقة الصب مصممة لمقاومة الشد المطلوب تحت فتحة المفصل المتوقعة.

R12.5.2.4 In an untopped precast diaphragm resisting in-plane forces and responding in the linear range, some joint opening (on the order of 2.5 mm. or less) should be anticipated. A larger joint opening may occur under earthquake motions exceeding the design level. Mechanical connectors should be capable of maintaining design strength under the anticipated joint opening.

R12.5.2.4 في حالة وجود غشاء مسبقة الصب غير قابل لمقاومة للقوى داخل المستوى والاستجابة في المدى الخطي ، ينبغي توقع بعض الفتحات المشتركة (بترتيب 2.5 mm أو أقل) . قد يحدث فتحة أكبر مشتركة تحت حركات الزلازل التي تتجاوز مستوى التصميم . يجب أن تكون الوصلات الميكانيكية قادرة على الحفاظ على قوة التصميم تحت الفتحة المتوقعة.

CODE الكود

12.5.3 Shear

12.5.3 القص

12.5.3.1 This section shall apply to diaphragm in-plane shear strength.

12.5.3.1 ينطبق هذا القسم على مقاومة القص في مستوى الغشاء.

12.5.3.2 ϕ shall be 0.75, unless a lesser value is required by 21.2.4.

12.5.3.2 ϕ يجب أن تكون 0.75 ، إلا إذا كانت القيمة الأقل مطلوبة في 21.2.4.

12.5.3.3 For a diaphragm that is entirely cast in place, V_n shall be calculated by Eq. (12.5.3.3).

12.5.3.3 بالنسبة للغشاء الانشائي المصبوب كلياً في الموقع ، يتم حساب V_n بواسطة المعادلة (12.5.3.3) .

$$V_n = A_{cv} \left(0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right) \quad (12.5.3.3)$$

where A_{cv} is the gross area of concrete bounded by diaphragm web thickness and depth, reduced by void areas if present; the value of $\sqrt{f'_c}$ used to calculate V_n shall not exceed 8.3 MPa; and ρ_t is distributed reinforcement oriented parallel to the in-plane shear.

حيث A_{cv} هي المساحة الإجمالية للخرسانة التي تحدها سماكة وعمق شفة الغشاء الانشائي ، وتخفيضها بواسطة المساحات الفراغية إن وجدت ؛ يجب ألا تتجاوز قيمة $\sqrt{f'_c}$ المستخدمة في حساب V_n 8.3 MPa و ρ_t يتم توزيع التسليح الموجه بالتوازي في مستوى القص.

12.5.3.4 For a diaphragm that is entirely cast-in place, cross-sectional dimensions shall be selected to satisfy Eq. (12.5.3.4).

12.5.3.4 في حالة الغشاء الانشائي المصبوب بالكامل في الموقع، يجب اختيار أبعاد المقطع العرضي لإستيفاء المعادلة (12.5.3.4) .

$$V_u \leq \phi 0.66 A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad (12.5.3.4)$$

where the value of $\sqrt{f'_c}$ used to calculate V_n shall not exceed 8.3 MPa.

حيث ان قيمة $\sqrt{f'_c}$ المستخدمة لحساب V_n لا تتجاوز 8.3 mpa

COMMENTARY التعليق

R12.5.3 Shear

R12.5.3 القص

R12.5.3.1 These provisions assume that diaphragm shear flow is approximately uniform over the diaphragm depth, as is the case where design is in accordance with 12.5.1.3(a). Where alternative approaches are used, local variations of in-plane shear through the diaphragm depth should be considered

R12.5.3.1 تفترض هذه الأحكام أن تدفق القص للغشاء شبه منتظم على عمق الاغشية الانشائية ، كما هو الحال عندما يكون التصميم متوافقاً مع 12.5.1.3 (a). عند استخدام مناهج بديلة ، ينبغي النظر في الاختلافات المحلية في القص داخل المستوى من خلال عمق الاغشية الانشائية

R12.5.3.2 A lower strength reduction factor may be required in Seismic Design Categories D, E, or F, or where special systems for earthquake resistance are used.

R12.5.3.2 يمكن أن يتطلب عامل تقليل قوة أقل في فئات التصميم الزلزالي D أو E أو F ، أو عند استخدام أنظمة خاصة لمقاومة الزلازل.

R12.5.3.3 This provision was adapted from the earthquake-resistant design provisions of 18.12.9. The term A_{cv} refers to the cross sectional area of the effective deep beam that forms the diaphragm.

R12.5.3.3 تم تعديل هذا الحكم من أحكام التصميم المقاوم للزلازل في 18.12.9. يشير المصطلح A_{cv} إلى منطقة المقطع العرضي للكمرة العميقة الفعالة التي تشكل الاغشية الانشائية.

CODE الكود

12.5.3.5 For diaphragms that are cast-in-place concrete topping slabs on precast elements, (a) and (b) shall be satisfied:

(a) V_n shall be calculated in accordance with Eq. (12.5.3.3), and cross-sectional dimensions shall be selected to satisfy Eq. (12.5.3.4). A_{cv} shall be calculated using the thickness of the topping slab for noncomposite topping slab diaphragms and the combined thickness of cast in-place and precast elements for composite topping slab diaphragms. For composite topping slab diaphragms, the value of f_c' in Eq. (12.5.3.3) and (12.5.3.4) shall not exceed the lesser of f_c' for the precast members and f_c' for the topping slab.

(b) V_n shall not exceed the value calculated in accordance with the shear friction provisions of 22.9 considering the thickness of the topping slab above joints between precast elements in noncomposite and composite topping slab diaphragms and the reinforcement crossing the joints between the precast members.

12.5.3.5 بالنسبة للأغشية التي هي بلاطات علوية خرسانية تصب في الموقع توضع على عناصر مسبقة الصب، (أ) و (ب) يجب أن تستوفي: (أ) تحسب V_n وفقاً للمعادلة (12.5.3.3)، ويجب اختيار أبعاد المقطع العرضي لإستيفاء المعادلة (12.5.3.4). يجب أن يتم حساب A_{cv} باستخدام سماكة بلاطة العلوية لأغشية البلاطة العلوية الغير مركبة والسّمك المركب للعناصر المصبوبة في الموقع وعناصر مسبقة الصب لأغشية البلاطة العلوية المركبة. بالنسبة للأغشية المكونة بلاطة علوية مركبة، تكون قيمة f_c' في المعادلة (12.5.3.3) و (12.5.3.4) يجب ألا يتجاوز أقل من F_c للعناصر مسبقة الصب و f_c' للبلاطة العلوية.

(ب) يجب ألا يتجاوز V_n القيمة المحسوبة وفقاً لأحكام احتكاك القص بمقدار 22.9 مع الأخذ في الاعتبار سمك البلاطة العليا فوق المفاصل بين عناصر مسبقة الصب في أغشية غير مركبة ومركبة من بلاطة علوية وتسليح عبر المفاصل بين الأعضاء مسبقة الصب.

12.5.3.6 For diaphragms that are interconnected precast elements without a concrete topping, and for diaphragms that are precast elements with end strips formed by either a cast-in-place concrete topping slab or edge beams, it shall be permitted to design for shear in accordance with (a), (b), or both. (a) The nominal strength of grouted joints shall not exceed 0.55 MPa. Reinforcement shall be designed to resist shear through shear-friction in accordance with 22.9. Shear-friction reinforcement shall be in addition to reinforcement designed to resist tension due to moment and axial force. (b) Mechanical connectors crossing joints between precast elements shall be designed to resist required shear under anticipated joint opening.

12.5.3.6 بالنسبة للأغشية من عناصر مسبقة الصب مترابطة بدون طبقة خرسانية علوية، وللأغشية التي هي عناصر مسبقة الصب ذات شرائح نهائية متكونة إما من بلاطة علوية خرسانية مصبوبة في الموقع أو كمرات طرفية، فيسمح لها بالتصميم للقص وفقاً لـ (أ) أو (ب) أو كليهما. (أ) لا يجب أن تتجاوز القوة الاسمية للوصلات المربوطة 0.55 MPa. يتم تصميم التسليح لمقاومة القص من خلال احتكاك القص وفقاً لـ 22.9. يجب أن يكون تسليح القص- الاحتكاك بالإضافة إلى التسليح المصمم لمقاومة الشد بسبب العزم والقوة المحورية.

(ب) يجب أن تكون الوصلات الميكانيكية التي تعبر المفاصل بين عناصر مسبقة الصب مصممة لمقاومة القص المطلوب تحت فتحة مفصل متوقعة.

COMMENTARY التعليق

R12.5.3.5 For diaphragms with cast-in-place topping slab on precast elements, the effective thickness in 12.5.3.5(a) is reduced to the topping slab thickness if the topping slab is not composite with the precast elements.

R12.5.3.5 بالنسبة للأغشية المزودة بلوحة تحتوي على قطع معلقة على العناصر السابقة، يتم تخفيض السماكة الفعالة في 12.5.3.5 (a) إلى السماكة البلاط الأعلى في حالة عدم صب المسبق المركب لبلاطة العنصر

Topping slabs tend to develop cracks above and along the joints between precast elements. Thus, 12.5.3.5(b) limits the shear strength to the shear-friction strength of the topping slab above the joints between the precast elements.

تميل البلاطات العلوية إلى تطوير الشقوق فوق المفاصل بين العناصر المسبقة الصب. وبالتالي، فإن 12.5.3.5 (b) تحد من مقاومة القص لقوة القص الاحتكاك للبلاطة ذات الطبقة العليا فوق المفاصل بين العناصر المسبقة الصب

R12.5.3.6 This Code does not contain provisions for untopped diaphragms in buildings assigned to Seismic Design Categories D, E, and F. Diaphragm shear in untopped diaphragms can be resisted by using shear-friction reinforcement in grouted joints (FEMA P751). Required shear-friction reinforcement is in addition to reinforcement required by design to resist other tensile forces in the diaphragm, such as those due to diaphragm moment and axial force, or due to collector tension. The intent is to reduce joint opening while simultaneously resisting shear through shear friction. Alternatively, or additionally, mechanical connectors can be used to transfer shear across joints of precast elements. In this case, some joint opening should be anticipated. The mechanical connectors should be capable of maintaining design strength under anticipated joint opening.

R12.5.3.6 لا يحتوي هذا الكود على أحكام خاصة بأغشية غير مشتركة في المباني المخصصة لفئات التصميم الزلزالي D، E، و F. يمكن مقاومة قاطع الغشاء في أغشية غير مشتركة باستخدام تسليح القص الاحتكاك في المفاصل المصعدة (FEMA P751). إن تسليح القص الاحتكاكية المطلوبة هي بالإضافة إلى التسليح المطلوبة للتصميم لمقاومة قوى الشد الأخرى في الأغشية الإنشائية، مثل تلك الناتجة عن عزم الأغشية الإنشائية والقوة المحورية، أو بسبب شد التجميع. القصد هو تقليل فتح المفاصل مع مقاومة القص في وقت واحد من خلال احتكاك القص. بدلاً من ذلك، أو بالإضافة إلى ذلك، يمكن استخدام الروابط الميكانيكية لنقل القص عبر مفاصل العناصر الجاهزة. في هذه الحالة، ينبغي توقع بعض الافتتاح المشترك. يجب أن تكون الوصلات الميكانيكية قادرة على الحفاظ على قوة التصميم تحت فتحة مشتركة

CODE الكود

12.5.3.7 For any diaphragm, where shear is transferred from the diaphragm to a collector, or from the diaphragm or collector to a vertical element of the lateral-force-resisting system, (a) or (b) shall apply:

(a) Where shear is transferred through concrete, the shearfriction provisions of 22.9 shall be satisfied.

(b) Where shear is transferred through mechanical connectors or dowels, effects of uplift and rotation of the vertical element of the lateral force-resisting system shall be considered.

12.5.3.7 لأي غشاء أنشائي ، حيث يتم نقل القص من الغشاء إلى المجمع ، أو من الغشاء أو المجمع إلى عنصر رأسي من نظام مقاومة القوة الجانبية ، يجب تطبيق (أ) أو (ب): (أ) عندما يتم نقل القص من خلال الخرسانة ، يجب أن يتم الاستيفاء بأحكام القص-احتكاك وفقًا لـ 22.9. (ب) عندما يتم نقل القص من خلال الوصلات الميكانيكية أو الاشاير، يجب النظر في تأثيرات الاعصاب ودوران العنصر الرأسي في نظام مقاومة القوة الجانبية.

COMMENTARY التعليق

R12.5.3.7 In addition to having adequate shear strength within its plane, a diaphragm should be reinforced to transfer shear through shear friction or mechanical connectors to collectors and to vertical elements of the lateral-force resisting system.

R12.5.3.7 بالإضافة إلى وجود قوة قص كافية داخل مستوياتها ، يجب تسليح الاغشية الانشائية لنقل القص من خلال احتكاك القص أو الوصلات الميكانيكية المجموعة والعناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية .

In diaphragms that are entirely cast-inplace, reinforcement provided for other purposes usually is adequate to transfer force from the diaphragm into the collectors through shear-friction.

في الاغشية التي لديها صب في الموقع يتم يقترح التسليح عادتاً على نقل القوى من الاغشية حتى المجمعات من خلال احتكاك القص

However, additional reinforcement may be required to transfer diaphragm or collector shear into vertical elements of the lateral-force-resisting system through shear-friction. Figure R12.5.3.7 illustrates a common detail of dowels provided for this purpose.

ومع ذلك ، قد تكون هناك حاجة إلى تسليح إضافي لنقل القص للغشاء أو للمجمع إلى العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية من خلال احتكاك القص. يوضح الشكل R12.5.3.7 توضيحاً شائعاً للأسطح المقدمة لهذا الغرض.

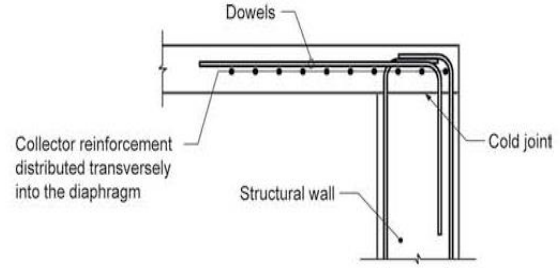


Fig. R12.5.3.7—Typical detail showing dowels provided for shear transfer to a structural wall through shear-friction.

الشكل - R12.5.3.7. تفاصيل نموذجية تظهر المسامير المقدمة لنقل القص إلى جدار من خلال احتكاك القص.

12.5.4 Collectors

12.5.4 المجمعات

R12.5.4 Collectors—A collector is a region of a diaphragm that transfers forces between the diaphragm and a vertical element of the lateral force-resisting system. A collector can extend transversely into the diaphragm to reduce nominal stresses and reinforcement congestion, as shown in Fig. R12.5.3.7. Where a collector width extends into the slab, the collector width on each side of the vertical element should not exceed approximately one-half the contact length between the collector and the vertical element.

R12.5.4 المجمع - المجمع هو منطقة من الاغشية الانشائية الذي ينقل القوات بين الاغشية الانشائية وعنصر عمودي من نظام مقاومة القوة الجانبية. يمكن أن يمتد المجمع بشكل عكسي في الاغشية الانشائية لتقليل الاجهادات الاسمية و التسليح ، كما هو موضح في الشكل R12.5.3.7. عندما يمتد عرض التجميع إلى البلاطة ، يجب ألا يتجاوز عرض المجمع على كل جانب من العنصر الرأسي حوالي نصف طول التلامس بين المجمع والعنصر الرأسي.

12.5.4.1 Collectors shall extend from the vertical elements of the lateral-force-resisting system across all or part of the diaphragm depth as required to transfer shear from the diaphragm to the vertical element. It shall be permitted to discontinue a collector along lengths of vertical elements of the lateral-force resisting system where transfer of design collector forces is not required.

12.5.4.1 يجب أن يمتد المجمع من العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية عبر كل أو جزء من عمق الغشاء الانشائي كما هو مطلوب لنقل القص من الغشاء الانشائي إلى العنصر الرأسي. يجب السماح بتوقف المجمع على طول العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية حيث لا يتطلب نقل القوى التصميمية للمجمع.

R12.5.4.1 The design procedure in 12.5.1.3(a) models the diaphragm as a full-depth beam with uniform shear flow. If vertical elements of the lateral-force-resisting system do not extend the full depth of the diaphragm, then collectors are required to transfer shear acting along the remaining portions of the diaphragm depth to the vertical element, as shown in Fig. R12.5.4.1. Partial-depth collectors can also be considered, but a complete force path should be designed that is capable of transmitting all forces from the diaphragm to the collector and into the vertical elements (Moehle et al. 2010).

R12.5.4.1 يعمل إجراء التصميم الوارد في 12.5.1.3 (أ) على تصميم الاغشية الانشائية ككمرة كاملة العمق مع تدفق القص المنتظم. إذا لم تعمل العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية على تمديد العمق الكامل للاغشية الانشائية ، فيجب حينئذ على المجمعين أن ينقلوا عمل القص على طول الأجزاء المتبقية من عمق الاغشية الانشائية إلى العنصر الرأسي ، كما هو موضح في الشكل R12.5.4. 0.1 يمكن أيضاً النظر في تجميعات العمق الجزئي ، ولكن يجب تصميم مسار كامل للقوة قادر على نقل جميع القوى من الاغشية الانشائية إلى المجمع وإلى العناصر الرأسية. (Moehle et al. 2010).

CODE الكود

COMMENTARY

التعليق

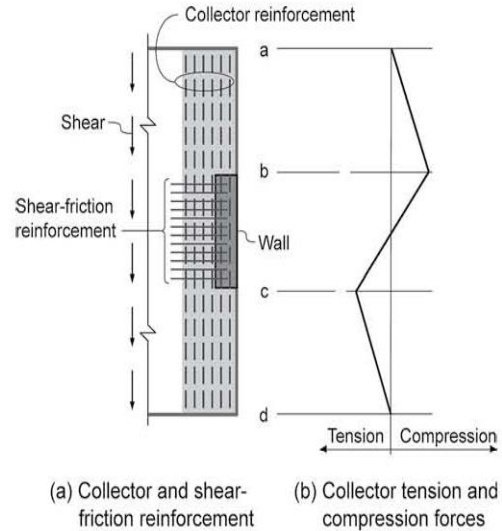


Fig. R12.5.4.1—Full-depth collector and shear friction reinforcement required to transfer collector force into wall.

الشكل - R12.5.4.1: مجمع كامل العمق و تسليح احتكاك القص المطلوبة لنقل قوة المجمع إلى الجدار.

12.5.4.2 Collectors shall be designed as tension members, compression members, or both, in accordance with 22.4.

12.5.4.2 يجب تصميم المجمع كعناصر شد ، وعناصر ضغط ، أو كليهما ، وفقا لـ 22.4.

R12.5.4.2 Tension and compression forces in a collector are determined by the diaphragm shear forces they transmit to the vertical elements of the lateral-force-resisting system (refer to Fig. R12.5.4.1). Except as required by 18.12.7.5, the Code does not require that collectors resisting design compressive forces be detailed as columns. However, in structures where collectors resist large compressive forces compared with axial strength, or are designed as struts passing adjacent to edges or openings, detailing with transverse reinforcement similar to column hoops should be considered. Such detailing is required by 18.12.7.5 for some diaphragms in buildings assigned to Seismic Design Categories D, E, and F.

R12.5.4.2 يتم تحديد قوى الشد والضغط في المجمع بواسطة قوى القص للغشاء التي تنقلها إلى العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية (راجع الشكل 4.1.5.4). باستثناء ما هو مطلوب في 18.12.7.5 ، فإن الكود لا يتطلب تفصيل جامعي مقاومة تصميم قوى الضغط كأعمدة. ومع ذلك ، في الهياكل حيث تقاوم المجمعات قوى ضغط كبيرة مقارنة بالقوة المحورية ، أو مصممة كدعامات تمر بجوار حواف أو الفتحات ، يجب النظر في التفاصيل مع تسليح عرضي مماثل لأطواق الأعمدة. مطلوب هذا التفصيل بحلول 18.12.7.5 لبعض الأغشية في المباني المخصصة لفئات التصميم الزلزالي D و E و F.

12.5.4.3 Where a collector is designed to transfer forces to a vertical element, collector reinforcement shall extend along the vertical element at least the greater of (a) and (b):

(a) The length required to develop the reinforcement in tension (b) The length required to transmit the design forces to the vertical element through shear-friction in accordance with 22.9, through mechanical connectors, or through other force transfer mechanisms

R12.5.4.3 In addition to having sufficient development length, the collector reinforcement should be extended as needed to fully transfer its forces into the vertical elements of the lateral-force-resisting system. A common practice is to extend some of the collector reinforcement the full length of the vertical element, such that collector forces can be transmitted uniformly through shear-friction (refer to Fig. R12.5.4.1). Figure R12.5.4.3 shows an example of collector reinforcement extended as required to transfer forces into three frame columns.

CODE الكود

12.5.4.3 في حالة تصميم المجمع لتحويل القوى إلى عنصر رأسي ، يجب أن يمتد تسليح المجمع على طول العنصر الرأسي على الأقل من (أ) و (ب): (أ) الطول المطلوب لتثبيت التسليح في الشد (ب) الطول المطلوب لنقل القوى التصميمية للعنصر الرأسي من خلال الاحتكاك -القص وفقاً لـ 22.9 ، من خلال الوصلات الميكانيكية ، أو من خلال آليات نقل القوة الأخرى.

COMMENTARY التعليق

R12.5.4.3 بالإضافة إلى امتلاكه طولاً كافياً ، ينبغي توسيع تسليح المجمع حسب الحاجة لنقل قوائه بالكامل إلى العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية. من الممارسات الشائعة تمديد بعض تسليح المجمع على كامل طول العنصر الرأسي ، بحيث يمكن نقل قوى التجميع بشكل موحد من خلال احتكاك القص (راجع الشكل 4.1.5.4). يوضح الشكل R.4.5.4.3 مثالاً على تسليح التجميع التي تم تمديدتها حسب الحاجة لنقل القوى إلى إطار بثلاثة أعمدة.

Note: Collector reinforcement should extend as required to transfer forces into the vertical element and should be developed at critical sections.

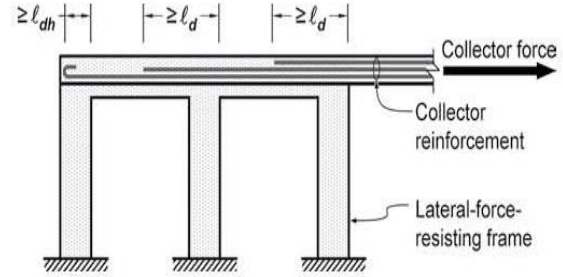


Fig. R12.5.4.3—Schematic force transfer from collector into vertical element of the lateral force-resisting system.

الشكل - R12.5.4.3. نقل القوة التخطيطية من المجمع إلى العنصر الرأسي لنظام مقاومة القوة الجانبية.

12.6—Reinforcement limits

12.6 - حدود التسليح

12.6.1 Reinforcement to resist shrinkage and temperature stresses shall be in accordance with 24.4.

12.6.1 يجب أن يكون التسليح لمقاومة أجهادات الانكماش ودرجة الحرارة وفقاً لـ 24.4.

12.6.2 Except for slabs-on-ground, diaphragms that are part of floor or roof construction shall satisfy reinforcement limits for one-way slabs in accordance with 7.6 or two-way slabs in accordance with 8.6, as applicable.

12.6.2 باستثناء البلاطات الأرضية ، يجب أن تفي الأغشية الانشائية التي تشكل جزءاً من البناء الأرضي أو السقف بحدود تسليح البلاطات أحادية الاتجاه وفقاً لـ 7.6 أو بلاطات في اتجاهين وفقاً لـ 8.6 ، حسب الاقتضاء.

12.6.3 Reinforcement designed to resist diaphragm in-plane forces shall be in addition to reinforcement designed to resist other load effects, except reinforcement designed to resist shrinkage and temperature effects shall be permitted to also resist diaphragm in-plane forces

12-6-3 يجب أن يكون التسليح مصمم لمقاومة قوى الغشاء داخل المستوى بالإضافة إلى التسليح المصمم لمقاومة تأثيرات الحملية الأخرى ، باستثناء التسليح المصمم لمقاومة الانكماش وتأثيرات درجة الحرارة المسموح بها أيضاً لمقاومة قوى الغشاء داخل المستوى.

CODE الكود

12.7—Reinforcement detailing

12.7 - تفاصيل التسليح

12.7.1 General

12.7.1 عام

12.7.1.1 Concrete cover for reinforcement shall be in accordance with 20.6.1.

12.7.1.1 يجب أن يكون الغطاء الخرساني للتسليح طبقاً لـ 20.6.1.

12.7.1.2 Development lengths of deformed and prestressed reinforcement shall be in accordance with 25.4, unless longer lengths are required by Chapter 18.

12.7.1.2 يجب أن تكون أطوال التثبيت للتسليح المحلزن ومسبق الإجهاد وفقاً لـ 25.4 ، ما لم يتطلب الفصل 18 أطوال كبيرة.

12.7.1.3 Splices of deformed reinforcement shall be in accordance with 25.5.

12.7.1.3 يجب أن تكون توصيلات التسليح المحلزن متوافقة مع 25.5.

12.7.1.4 Bundled bars shall be in accordance with 25.6.

12.7.1.4 يجب أن تكون حزمة الاسياخ متوافقة مع 25.6.

12.7.2 Reinforcement spacing

12.7.2 تباعد التسليح

12.7.2.1 Minimum spacing s of reinforcement shall be in accordance with 25.2.

12.7.2.1 يجب أن يكون الحد الأدنى للمسافة بين التسليح هو 25.2.

12.7.2.2 Maximum spacing s of deformed reinforcement shall be the lesser of five times the diaphragm thickness and 450 mm.

12.7.2.2 يكون الحد الأقصى للمسافة بين التسليح المحلزن أقل من خمسة أضعاف سماكة الغشاء الانشائي و 450 mm.

12.7.3 Diaphragm and collector reinforcement

12.7.3 تسليح الغشاء والمجمع

12.7.3.1 Except for slabs-on-ground, diaphragms that are part of floor or roof construction shall satisfy reinforcement detailing of one-way slabs in accordance with 7.7 or two-way slabs in accordance with 8.7, as applicable.

12.7.3.1 باستثناء البلاطات الأرضية ، يجب أن تفي الأغشية التي تشكل جزءاً من البناء الأرضي أو السقف بتفاصيل تسليح البلاطات ذات الاتجاه الواحد وفقاً لـ 7.7 أو البلاطات ذات الاتجاهين وفقاً لـ 8.7 ، وفقاً للتطبيق.

COMMENTARY التعليق

R12.7—Reinforcement detailing

R12.7 - تفاصيل التسليح

R12.7.1 General

R12.7.1 عام

R12.7.1.1 For a structure assigned to Seismic Design Category D, E, or F, concrete cover may be governed by the seismic design requirements of 18.12.7.6.

R12.7.1.1 بالنسبة للهيكل المعين لفئة التصميم الزلزالي D أو E أو F ، يمكن أن يخضع غطاء الخرسانة لمتطلبات التصميم الزلزالي في 18.12.7.6.

R12.7.2 Reinforcement spacing

R12.7.2 تباعد التسليح

R12.7.2.1 For a structure assigned to Seismic Design Category D, E, or F, spacing of confining reinforcement in collectors may be governed by the seismic design requirements of 18.12.7.5.

R12.7.2.1 بالنسبة للهيكل المعين لفئة التصميم الزلزالي من D ، E ، أو F ، قد تكون المسافات بين تعزيز الحصر في المجمعات محكومة بمتطلبات التصميم الزلزالي في 18.12.7.5.

R12.7.3 Diaphragm and collector reinforcement

R12.7.3 تسليح الغشاء والمجمع

CODE الكود

12.7.3.3 Reinforcement provided to resist tension shall extend beyond the point at which it is no longer required to resist tension at least ℓ_d , except at diaphragm edges and at expansion joints.

12.7.3.3 يجب أن يمتد التسليح المزود لمقاومة الشد إلى ما بعد النقطة التي لم يعد مطلوباً فيها مقاومة الشد على الأقل ℓ_d ، باستثناء أطراف الغشاء الانشائي وعند فواصل التمدد.

COMMENTARY التعليق

R12.7.3.2 Critical sections for development of reinforcement generally are at points of maximum stress, at points where adjacent terminated reinforcement is no longer required to resist design forces, and at other points of discontinuity in the diaphragm.

R12.7.3.2 تكون المقاطع الحرجة التسليح عموماً عند نقاط إجهاد القصوى ، عند النقاط التي لم يعد يلزم فيها التسليح المنتهي المجاور لمقاومة قوى التصميم ، وفي نقاط أخرى من الاقتطاعات في الأغشية الانشائية.

R12.7.3.3 For a beam, the Code requires flexural reinforcement to extend the greater of d and $12db$ past points where it is no longer required for flexure. These extensions are important for a beam to protect against development or shear failure that could result from inaccuracies in calculated locations of tensile stress. Similar failures in diaphragms have not been reported.

R12.7.3.3 بالنسبة إلى الكمرة ، يتطلب الكود تسليحاً مرئياً لتمديد أكبر نقطة من النقاط $12db$ الماضية حيث لم تعد مطلوبة للثني. تعتبر هذه الإضافات مهمة للكمره من أجل الحماية ضد التطور أو فشل القص الذي قد ينتج عن عدم الدقة في المواقع المحسوبة من إجهاد الشد. فشل مماثل في أغشية لم يتم الإبلاغ عنها

To simplify design and avoid excessively long bar extensions that could result if the beam provisions were applied to diaphragms, this provision only requires that tension reinforcement extend ℓ_d beyond points where it is no

لتبسيط التصميم وتجنب تمديدات التسليح الطويلة بشكل مفرط والتي يمكن أن تنتج إذا تم تطبيق أحكام الكمرة على الأغشية ، فإن هذا الحكم يتطلب فقط أن تمتد تسليح الشد إلى ما وراء النقاط حيث لم تعد هناك حاجة لمقاومة الشد.

CHAPTER 13— FOUNDATIONS

الفصل 13 - الأساسات

13.1— Scope

13.1- المجال

13.1.1 This chapter shall apply to the design of nonprestressed and prestressed foundations, including shallow foundations (a) through (e) and, where applicable, deep foundations (f) through (i):

- (a) Strip footings
- (b) Isolated footings
- (c) Combined footings
- (d) Mat foundations
- (e) Grade beams
- (f) Pile caps
- (g) Piles
- (h) Drilled piers
- (i) Caissons

13.1.1 ينطبق هذا الفصل على تصميم الأساسات الغير مسبقة الاجهاد ومسبقة الاجهاد، بما في ذلك الاساسات السطحية (أ) حتى (هـ) ، والأساسات العميقة (و) حتى (ط) ، حيثما ينطبق ذلك:

- (أ) الاساسات الشريطية
- (ب) الاساسات المنفصلة
- (ج) الاساسات المشتركة
- (د) الاساسات الحصىرية
- (هـ) الكمرات المتدرجة
- (و) تاج الخوازيق
- (ز) الخوازيق
- (ح) الخوازيق المحفورة
- (ط) قيسونات

13.1.2 Foundations excluded by 1.4.6 are excluded from this chapter.

13.1.2 تستبعد من هذا الفصل الاساسات التي تم استبعادها في 1.4.6.

R13— FOUNDATIONS

R13 - اساسات

R13.1— Scope

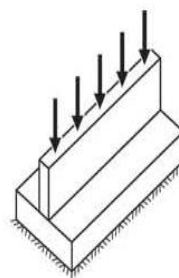
R13.1- النطاق

While requirements applicable to foundations are provided in this chapter, the majority of requirements used for foundation design are found in other chapters of the Code. These other chapters are referenced in Chapter 13. However, the applicability of the specific provisions within these other chapters may not be explicitly defined for foundations.

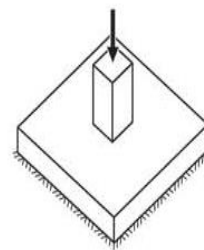
في حين يتم توفير المتطلبات المطبقة على الاساسات في هذا الفصل ، فإن غالبية المتطلبات المستخدمة لتصميم الاساسات موجودة في فصول أخرى من الكود .تتم الإشارة إلى هذه الفصول الأخرى في الفصل 13. ومع ذلك ، قد لا يتم تعريف تطبيق الأحكام المحددة ضمن هذه الفصول الأخرى بشكل واضح للأساسات.

R13.1.1 Examples of foundation types covered by this chapter are illustrated in Fig. R13.1.1. Stepped and sloped footings are considered to be subsets of other footing types.

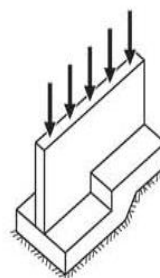
R13.1.1 تم توضيح أمثلة لأنواع الاساسات التي يغطيها هذا الفصل في الشكل R13.1.1. تعتبر الاساسات المتدرجة والمائلة مجموعات فرعية من أنواع الاساسات الأخرى.



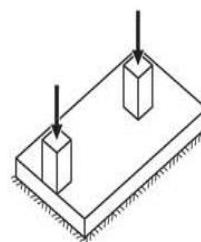
Strip footing



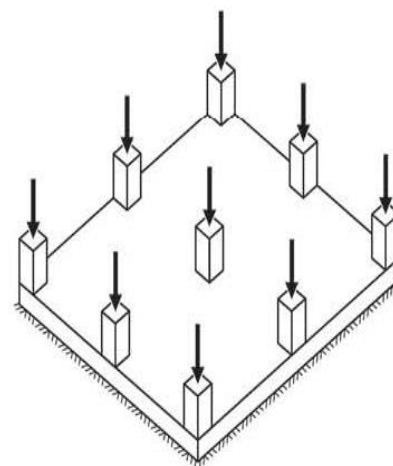
Isolated footing



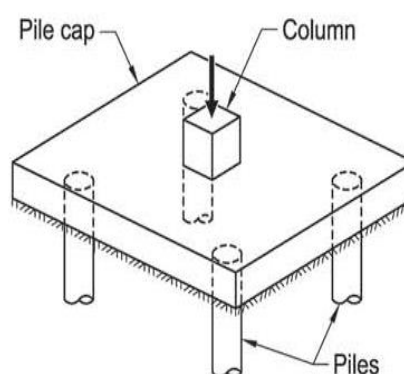
Stepped footing



Combined footing



Mat foundation



Deep foundation system with piles and pile cap

Fig. R13.1.1—Types of foundations.

الشكل — R13.1.1. أنواع الاساسات.

CODE الكود

13.2—General

13.2 العام

13.2.1 Materials

13.2.1 المواد

13.2.1.1 Design properties for concrete shall be selected to be in accordance with Chapter 19.

13.2.1.1 يجب اختيار خصائص التصميم للخرسانة وفقاً للفصل 19.

13.2.1.2 Design properties for steel reinforcement shall be selected to be in accordance with Chapter 20.

13.2.1.2 يجب أن يتم اختيار خصائص تصميم حديد التسليح لتكون مطابقة للفصل 20.

13.2.1.3 Materials, design, and detailing requirements for embedments in concrete shall be in accordance with 20.7.

13.2.1.3 يجب أن تكون المواد والتصميم والتفصيل لمتطلبات الغرس في الخرسانة وفقاً لـ 20.7.

13.2.2 Connection to other members

13.2.2 الاتصال بالعناصر الأخرى

13.2.2.1 Design and detailing of cast-in-place and precast column, pedestal, and wall connections to foundations shall be in accordance with 16.3.

13.2.2.1 يجب أن يكون تصميم وتفصيل عمود المصبوب في الموقع والعمود مسبق الصب ، والقاعدة العلوية ، ووصلات الجدار إلى الأساسات طبقاً لـ 16.3.

13.2.3 Earthquake effects

13.2.3 تأثيرات الزلازل

13.2.3.1 Structural members extending below the base of the structure that are required to transmit forces resulting from earthquake effects to the foundation shall be designed in accordance with 18.2.2.3.

13.2.3.1 يجب أن يتم تصميم العناصر الإنشائية التي تمتد تحت قاعدة المنشأ المطلوبة لنقل القوى الناتجة عن تأثيرات الزلازل إلى الأساسات وفقاً لـ 18.2.2.2.

COMMENTARY التعليق

R13.2—General

R13.2 العام

R13.2.3 Earthquake effects

R13.2.3 تأثيرات الزلازل

R13.2.3.1 The base of a structure, as defined in analysis, does not necessarily correspond to the foundation or ground level, or to the base of a building as defined in the general building code for planning (for example, for height limits or fire protection requirements). Details of columns and walls extending below the base of a structure to the foundation are required to be consistent with those above the base of the structure.

R13.2.3.1 ، أساس الإنشاء كما هو محدد في التحليل ، لا تتوافق بالضرورة مع الأساس أو مستوى الأرض ، أو مع قاعدة المبنى كما هو محدد في كود البناء العام للتخطيط (على سبيل المثال ، لحدود الارتفاع أو متطلبات الحماية من الحرائق). (يجب أن تكون تفاصيل الأعمدة والجدران التي تمتد أسفل قاعدة الهيكل إلى الأساس متسقة مع تلك الموجودة فوق قاعدة الهيكل.

CODE الكود

13.2.3.2 For structures assigned to Seismic Design Category (SDC) D, E, or F, shallow and deep foundations resisting earthquake-induced forces or transferring earthquake-induced forces between structure and ground shall be designed in accordance with 18.13.

13.2.3.2 بالنسبة للمنشآت المخصصة لفئة التصميم الزلزالي D (SDC) أو E أو F ، يجب تصميم الأساسات السطحية والعميقة التي تقاوم القوى المنتجة من الزلازل أو نقل القوى المنتجة من الزلازل بين المنشأ والأرض بما يتفق مع 18.13.

13.2.4 Slabs-on-ground

13.2.4 البلاطات الأرضية

13.2.4.1 Slabs-on-ground that transmit vertical loads or lateral forces from other parts of the structure to the ground shall be designed and detailed in accordance with applicable provisions of this Code.

13.2.4.1 تصمم البلاطات الأرضية التي تنقل الحمولات الرأسية أو القوى الجانبية من أجزاء أخرى من المنشأ إلى الأرض وتفصل وفقاً للأحكام المطبقة في هذا الكود.

13.2.4.2 Slabs-on-ground that transmit lateral forces as part of the seismic-force-resisting system shall be designed in accordance with 18.13.

13.2.4.2 تصمم البلاطات الأرضية التي تنقل القوى الجانبية كجزء من نظام مقاومة قوى الزلازل وفقاً لـ 18.13.

13.2.5 Plain concrete

13.2.5 الخرسانة العادية

13.2.5.1 Plain concrete foundations shall be designed in accordance with Chapter 14.

13.2.5.1 يجب أن تكون الأساسات من الخرسانة العادية مصممة وفقاً للفصل 14.

COMMENTARY التعليق

R13.2.3.2 It is desirable that inelastic response in strong ground shaking occurs in structural elements above the foundations, and that the elements of the foundations remain essentially elastic; repairs to foundations can be extremely difficult and expensive. The requirements for foundations supporting buildings assigned to Seismic Design Category (SDC) D, E, or F represent a consensus of a minimum level of good practice in designing and detailing concrete foundations to achieve this goal.

R13.2.3.2 يستصوب أن تكون الاستجابة غير المرنة في الاهتزاز القوي للأرض تحدث في العناصر الإنشائية فوق أساسات ، وأن عناصر أساسات تبقى في الأساس مرنة ؛ قد تكون الإصلاحات في الأساسات صعبة ومكلفة للغاية .تمثل متطلبات الأساسات الداعمة للمباني المخصصة لفئة التصميم الزلزالي D (SDC) أو E أو F إجماعاً على مستوى أدنى من الممارسة الجيدة في تصميم وتفصيل أساسات الخرسانية لتحقيق هذا الهدف.

R13.2.4 Slabs-on-ground—Slabs-on-ground often act as a diaphragm to hold the building together at the ground level and minimize the effects of out-of-phase ground motion that may occur over the footprint of the building. In these cases, the slab-on-ground should be adequately reinforced and detailed. As required in Chapter 26, construction documents should clearly state that these slabs-on-ground are structural members so as to prohibit sawcutting of such slabs.

R13.2.4 بلاطة على الأرض - غالباً ما تعمل البلاطات على الأرض كالأغشية الإنشائية ليقبس المبنى على مستوى الأرض وتقليل تأثيرات حركة الأرض خارج الحالة التي قد تحدث فوق أساس المبنى .في هذه الحالات ، يجب تسليح بلاطة على الأرض بشكل كافٍ وتفصيله .كما هو مطلوب في الفصل 26 ، يجب أن تنص وثائق البناء بوضوح أن هذه البلاطات على الأرض هي أعضاء الهيكلية لحظر قطع مثل هذه البلاطات.

CODE الكود

13.2.6 Design criteria

13.2.6 معايير التصميم

13.2.6.1 Foundations shall be proportioned to resist factored loads and induced reactions.

13.2.6.1 يجب أن تتناسب الاساسات مع مقاومتها للأحمال المصعدة وردود الفعل المنتجة.

COMMENTARY

التعليق

R13.2.6 Design criteria

R13.2.6 معايير التصميم

R13.2.6.1 Permissible soil pressures or permissible pile capacities are determined by principles of soil mechanics and in accordance with the general building code.

R13.2.6.1 يتم تحديد ضغوط التربة المسموح بها أو قدرات الدعام المسموح بها وفقاً لمبادئ ميكانيكا التربة ووفقاً للكود العام للبناء.

The size of the base area of a footing on soil or the number and arrangement of piles are usually established on the basis of these permissible values and unfactored applied (service) loads, such as D, L, W, and E, in whatever combination that governs the design.

عادة ما يتم تحديد حجم المساحة الأساسية للأساس على التربة أو عدد الخوازيق وترتيبها على أساس هذه القيم المسموح بها والأحمال غير القابلة للتطبيق (الخدمة)، مثل D، L، W، و E، في أي تركيبة يحكم التصميم

In cases in which eccentric loads or moments are to be considered, the extreme soil pressure or pile reaction obtained from this loading should be within the permissible values. The resultant reactions due to service loads combined with moments, shears, or both, caused by wind or earthquake forces should not exceed the increased values that may be permitted by the general building code.

في الحالات التي يتم فيها أخذ الأحمال أو اللامركزية بعين الاعتبار، يجب أن يكون ضغط التربة أو تفاعل الخازوق المتولد من هذا التحميل ضمن القيم المسموح بها. يجب ألا تتجاوز التفاعلات الناتجة نتيجة لأحمال الخدمة مجتمعة مع العزم، أو القص، أو كليهما، الناتجة عن قوى الرياح أو الزلازل، القيم المتزايدة التي قد يسمح بها كود البناء العام.

To proportion a footing or pile cap for strength, it is necessary to calculate the contact soil pressure or pile reaction due to the applied factored load.

These calculated soil pressures or pile reactions are used to determine the required strength of the foundation for flexure, shear, and development of reinforcement, as in any other member of the structure. In the case of eccentric loading, applied factored loads may cause patterns of soil pressures and pile reactions that are different from those obtained by unfactored loads. Only the calculated end moments at the base of a column or pedestal require transfer to the footing. The minimum moment requirement for slenderness considerations given in 6.6.4.5 need not be considered for transfer of forces and moments to footings.

لنسبة أقدام أو أعمدة الخوازيق للقوة، من الضروري حساب ضغط التربة الملامسة أو تفاعل الخازوق بسبب الحمل المتحصل المطبق. وتستخدم هذه الضغوطات المحسوبة في التربة أو تفاعلات الخازوق لتحديد القوة المطلوبة من الأساس للثني، والقص، والتسليح، كما هو الحال في أي عضو آخر في الهيكل. في حالة التحميل اللامركزي، قد تتسبب الأحمال المحولة المطبقة في أنماط من ضغوط التربة وردود الخوازيق التي تختلف عن تلك التي يتم الحصول عليها بواسطة الأحمال غير القابلة للتنفيذ. تتطلب عزم النهاية المحسوبة فقط في قاعدة عمود أو قاعدة الانتقال إلى القاعدة

لا يلزم النظر في الحد الأدنى من المتطلبات اللازمة للاعتبارات المرحلة الواردة في 6.6.4.5 لنقل القوى و العزم إلى أعمدة.

CODE الكود

13.2.6.2 Foundation systems shall be permitted to be designed by any procedure satisfying equilibrium and geometric compatibility.

13-2-6-2 يُسمح بأن تصمم أنظمة الأساسات بأي إجراء يفي بالتوازن والتوافق الهندسي.

13.2.6.3 Foundation design in accordance with strut-and-tie modeling, Chapter 23, shall be permitted.

13-2-6-3 يُسمح بتصميم الأساسات وفقاً لنموذج ركيزة - شداد ، الفصل 23.

13.2.6.4 External moment on any section of a strip footing, isolated footing, or pile cap shall be calculated by passing a vertical plane through the member and calculating the moment of the forces acting over the entire area of member on one side of that vertical plane.

13.2.6.4 يحسب العزم الخارجي على أي جزء من الأساس الشريطي ، والاساس المنفصل ، أو تاج الخازوق بتمرير المستوى الرأسي من خلال العنصر ويحسب العزم للقوى المؤثرة على كامل مساحة العنصر على جانب واحد من ذلك المستوى الرأسي.

13.2.7 Critical sections for shallow foundations and pile caps

13.2.7 المقاطع الحرجة للأساسات السطحية وتاج الخوازيق

13.2.7.1 μ_u at the supported member shall be permitted to be calculated at the critical section defined in accordance with Table 13.2.7.1.

13.2.7.1 يُسمح بحساب μ_u عند العنصر المدعم في المقطع الحرج المحدد وفقاً للجدول 13.2.7.1.

Table 13.2.7.1—Location of critical section for μ_u
جدول 13.2.7.1 - موقع المقطع الحرج لـ μ_u

Supported member	Location of critical section
Column or pedestal	Face of column or pedestal
Column with steel base plate	Halfway between face of column and edge of steel base plate
Concrete wall	Face of wall
Masonry wall	Halfway between center and face of masonry wall

COMMENTARY التعليق

R13.2.6.2 Foundation design is permitted to be based directly on fundamental principles of structural mechanics, provided it can be demonstrated that all strength and serviceability criteria are satisfied. Design of the foundation may be achieved through the use of classic solutions based on a linearly elastic continuum, numerical solutions based on discrete elements, or yield-line analyses. In all cases, analyses and evaluation of the stress conditions at points of load application or pile reactions in relation to shear and torsion, as well as flexure, should be included.

R13.2.6.2 يُسمح بالتصميم للأساسات على أساس المبادئ الأساسية للميكانيكا الإنشائية ، بشرط أن يثبت أن جميع معايير القوة والخدمة تكون مستوفاة. يمكن تحقيق تصميم الأساس من خلال استخدام حلول كلاسيكية تعتمد على سلسلة مرنة متدرجة خطية أو حلول عددية قائمة على عناصر منفصلة أو تحليلات خط الخضوع. في جميع الحالات ، ينبغي تضمين تحليلات وتقييم حالات الإجهاد عند نقاط تطبيق الحمل أو تفاعلات الخازوق فيما يتعلق بالقص والتواء ، وكذلك الثني.

R13.2.6.3 An example of the application of this provision is a pile cap supported on piles, similar to that shown in Fig. R13.1.1, which can be designed using a three-dimensional strut and-tie model satisfying Chapter 23 (Adebar et al. 1990).

R13.2.6.3 أحد الأمثلة على تطبيق هذا الحكم هو غطاء الخازوق المدعم على خوازيق ، على غرار ما هو موضح في الشكل R13.1.1 ، والذي يمكن تصميمه باستخدام نموذج دعامة ورباط ثلاثي الأبعاد يفي بالفصل 23 (أديبار وآخرون 1990).

CODE الكود

13.2.7.2 The location of critical section for factored shear in accordance with 7.4.3 and 8.4.3 for one-way shear or 8.4.4.1 for two-way shear shall be measured from the location of the critical section for μ in 13.2.7.1.

13.2.7.2 يقاس موقع المقطع الحرج للقص المصعد وفقاً للفقرة 7.4.3 و 8.4.3 للقص أحادي الاتجاه أو 8.4.4.1 للقص ذو اتجاهين من موقع المقطع الحرج لـ μ في 13.2.7.1

13.2.7.3 Circular or regular polygon-shaped concrete columns or pedestals shall be permitted to be treated as square members of equivalent area when locating critical sections for moment, shear, and development of reinforcement.

13.2.7.3 يجب السماح باستخدام أعمدة أو قواعد خرسانية دائرية أو منتظمة على شكل مضلع كأعضاء مربعة في المساحة المكافئة عند تحديد المقاطع الحرجة للعزم والقص وتثبيت التسليح.

COMMENTARY التعليق

R13.2.7 Critical sections for shallow foundations and pile caps

R13.2.7 مقاطع حرجة للأساسات السطحية وأغطية الخازوق

R13.2.7.2 The shear strength of a footing is determined for the more severe condition of 8.5.3.1.1 and 8.5.3.1.2. The critical section for shear is measured from the face of the supported member (column, pedestal, or wall), except for masonry walls and members supported on steel base plates. Calculation of shear requires that the soil reaction be obtained from factored loads, and the design strength be in accordance with Chapter 22. Where necessary, shear around individual piles may be investigated in accordance with 8.5.3.1.2. If shear perimeters overlap, the modified critical perimeter b_o should be taken as that portion of the smallest envelope of individual shear perimeters that will actually resist the critical shear for the group under consideration. One such situation is illustrated in Fig. R13.2.7.2.

R13.2.7.2 تحدد قوة القص للوصلة بالنسبة للحالة الأكثر قسوة وهي 8.5.3.1.1 و 8.5.3.1.2. يتم قياس المقطع الحرج للقص من وجه العضو المدعوم (عمود أو قاعدة أو جدار)، باستثناء الجدران والأعضاء المدعومين على بلاطة القاعدة الفولاذية. يتطلب حساب القص أن يتم الحصول على تفاعل التربة من الأحمال المختبرة، وقوة التصميم تكون متوافقة مع الفصل 22.

عند الضرورة، قد يتم إجراء تحقيقات حول خوازيق فردية وفقاً لـ 8.5.3.1.2. إذا تداخل محيط القص، فيجب أن يتم أخذ b_o المحيط المحسوب كهذا الجزء من أصغر غلاف لمحيط القص المنفرد الذي سيقاوم بالفعل القص الحرج للمجموعة قيد النظر. يتم توضيح أحد هذه الحالات في الشكل R13.2.7.2.

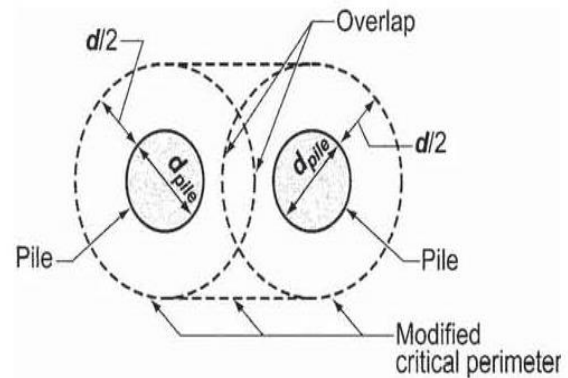


Fig. R13.2.7.2—Modified critical perimeter for shear with overlapping critical perimeters.

الشكل - R13.2.7.2. محيط حرج معدل للقص ذي محيطات حرجة متداخلة.

CODE الكود

13.2.8 Development of reinforcement in shallow foundations and pile caps

13.2.8 تثبيت التسليح في الاساسات السطحية وتاج الخوازيق

13.2.8.1 Development of reinforcement shall be in accordance with Chapter 25.

13.2.8.1 يجب أن يكون تثبيت التسليح وفقا للفصل 25.

13.2.8.2 Calculated tensile or compressive force in reinforcement at each section shall be developed on each side of that section.

13.2.8.2 يتم تثبيت قوة الشد أو الضغط المحسوبة في التسليح في كل مقطع على كل جانب من هذا المقطع.

13.2.8.3 Critical sections for development of reinforcement shall be assumed at the same locations as given in 13.2.7.1 for maximum factored moment and at all other vertical planes where changes of section or reinforcement occur.

13.2.8.3 يفترض في المقاطع الحرجة لتثبيت التسليح في نفس المواقع على النحو المنصوص عليه في 13.2.7.1 لأقصى عزم مصعد وعلى جميع المستويات الرأسية الأخرى حيث تحدث تغييرات في المقطع أو التسليح.

13.2.8.4 Adequate anchorage shall be provided for tension reinforcement where reinforcement stress is not directly proportional to moment, such as in sloped, stepped, or tapered foundations; or where tension reinforcement is not parallel to the compression face.

13.2.8.4 يجب توفير تثبيت مناسب لتسليح الشد حيث لا يكون إجهاد التسليح متناسبا بشكل مباشر مع العزم ، كما هو الحال في الأساسات المائلة أو المتدرجة أو المدببة ؛ أو حيث لا يكون تسليح الشد موازيا لوجه الانضغاط.

13.3—Shallow foundations

13.3 - الاساسات السطحية

13.3.1 General

13.3.1 عام

13.3.1.1 Minimum base area of foundation shall be calculated from unfactored forces and moments transmitted by foundation to soil or rock and permissible bearing pressure selected through principles of soil or rock mechanics.

13-3-1-1 تحسب أقل مساحة لقاعدة الأساس من خلال القوى الغير مصعدة والعزوم المنقولة من الأساس إلى التربة أو الصخور وضغط التحميل المسموح به المختار من خلال مبادئ التربة أو ميكانيكا الصخور.

13.3.1.2 Overall depth of foundation shall be selected such that the effective depth of bottom reinforcement is at least 150 mm.

13-3-1-2 يتم اختيار العمق الكلي للأساس بحيث يكون عمق التسليح الفعال 150 mm على الأقل.

COMMENTARY التعليق

R13.3—Shallow foundations

R13.3 - الاساسات السطحية

R13.3.1 General

R13.3.1 عام

R13.3.1.1 General discussion on the sizing of shallow foundations is provided in R13.2.6.1.

R13.3.1.1 يتم توفير مناقشة عامة حول تحديد حجم الاساسات السطحية في R13.2.6.1.

CODE الكود

13.3.1.3 In sloped, stepped, or tapered foundations, depth and location of steps or angle of slope shall be such that design requirements are satisfied at every section.

13.3.1.3 في الأساسات المنحدرة أو المتدرجة أو المدببة ، يجب أن يكون عمق وموقع الخطوات أو زاوية الانحدار بحيث يتم استيفاء متطلبات التصميم في كل مقطع.

13.3.2 One-way shallow foundations

13.3.2 أساسات سطحية في اتجاه واحد

13.3.2.1 The design and detailing of one-way shallow foundations, including strip footings, combined footings, and grade beams, shall be in accordance with this section and the applicable provisions of Chapter 7 and Chapter 9.

13.3.2.1 يجب أن يكون تصميم وتفصيل الأساسات السطحية في اتجاه واحد ، بما في ذلك الأساسات الشريطية، والأساسات المشتركة ، والكمرات المتدرجة ، وفقاً لهذا القسم والأحكام المطبقة في الفصل 7 والفصل 9.

13.3.2.2 Reinforcement shall be distributed uniformly across entire width of one-way footings.

13.3.2.2 يتم توزيع التسليح بشكل منتظم عبر عرض كامل للأساسات ذات الاتجاه الواحد.

13.3.3 Two-way isolated footings

13.3.3 أساسات منفصلة في اتجاهين

13.3.3.1 The design and detailing of two-way isolated footings shall be in accordance with this section and the applicable provisions of Chapter 7 and Chapter 8.

13.3.3.1 يجب أن يكون التصميم والتفصيل للأساسات المنفصلة في اتجاهين وفقاً لهذا القسم والأحكام المطبقة للفصل 7 والفصل 8.

13.3.3.2 In square two-way footings, reinforcement shall be distributed uniformly across entire width of footing in both directions.

13.3.3.2 في الأساسات المربعة ذات الاتجاهين ، يجب توزيع التسليح بشكل منتظم على كامل عرض الأساس في كلا الاتجاهين.

COMMENTARY التعليق

R13.3.1.3 Anchorage of reinforcement in sloped, stepped, or tapered foundations is addressed in 13.2.8.4.

R13.3.1.3 تم تناول تثبيت التسليح في أساس مائل أو متدرجة أو مدبب في 13.2.8.4.

R13.3.3 Two-way isolated footings

13.3.3 أساسات منفصلة في اتجاهين

CODE الكود

13.3.3.3 In rectangular footings, reinforcement shall be distributed in accordance with (a) and (b):

(a) Reinforcement in the long direction shall be distributed uniformly across entire width of footing.

(b) For reinforcement in the short direction, a portion of the total reinforcement, $\gamma_s A_s$, shall be distributed uniformly over a band width equal to the length of short side of footing, centered on centerline of column or pedestal. Remainder of reinforcement required in the short direction, $(1 - \gamma_s) A_s$, shall be distributed uniformly outside the center band width of footing, where γ_s is calculated by:

13.3.3.3 في الاساسات المستطيلة ، يتم توزيع التسليح وفقاً لكل من (أ) و (ب):

(أ) يوزع التسليح في الاتجاه الطويل بشكل منتظم على كامل عرض الاساس.
(ب) بالنسبة للتسليح في الاتجاه القصير ، يجب توزيع جزء من إجمالي التسليح ، $\gamma_s A_s$ ، بشكل منتظم على عرض نطاق يساوي طول الجانب القصير من الاساس ، متمركزاً على محور العمود أو القاعدة العلوية .البقية من التسليح المطلوب في الاتجاه القصير ، $(1 - \gamma_s) A_s$ ، كما هو ، يجب توزيعها بشكل منتظم خارج نطاق عرض الاساس ، حيث يتم حساب γ_s بواسطة:

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta + 1)} \quad (13.3.3.3)$$

where β is the ratio of long to short side of footing.

حيث β هي نسبة الطول إلى العرض للأساس.

13.3.4 Two-way combined footings and mat foundations

13.3.4 أساسات مشتركة واساسات حصرية في اتجاهين

13.3.4.1 The design and detailing of combined footings and mat foundations shall be in accordance with this section and the applicable provisions of Chapter 8.

13.3.4.1 يجب أن يكون تصميم وتفصيل الاساسات المشتركة والحصرية وفقاً لهذا القسم والأحكام المعمول بها في الفصل 8.

13.3.4.2 The direct design method of 8.10 shall not be used to design combined footings and mat foundations.

13.3.4.2 يجب عدم استخدام طريقة التصميم المباشر لـ 8.10 في تصميم الاساسات المشتركة والحصرية.

13.3.4.3 Distribution of bearing pressure under combined footings and mat foundations shall be consistent with properties of the soil or rock and the structure, and with established principles of soil or rock mechanics.

13.3.4.3 يجب أن يكون توزيع ضغط التحميل تحت الاساسات المشتركة والاساسات متناسبة مع خصائص التربة أو الصخور والمنشأ ، ومع مبادئ ثابتة لميكانيكا التربة أو الصخور.

COMMENTARY التعليق

R13.3.3.3 To minimize potential construction errors in placing bars, a common practice is to increase the amount of reinforcement in the short direction by $2\beta/(\beta + 1)$ and space it uniformly along the long dimension of the footing (CRSI Handbook 1984; Fling 1987).

13.3.3.3 R13 لتقليل أخطاء البناء المحتملة في وضع القضبان ، من الممارسات الشائعة زيادة كمية التسليح في الاتجاه القصير $2\beta/(\beta + 1)$ المسافة بشكل موحد على طول البعد الطويل للأرضية (كتيب 1984 CRSI ؛ Fling 1987).

R13.3.4 Two-way combined footings and mat foundations

R13.3.4 أساسات مشتركة واساسات حصرية في اتجاهين

R13.3.4.1 Detailed recommendations for design of combined footings and mat foundations are reported by ACI 336.2R. Also refer to Kramrisch and Rogers (1961).

13.4.1 R13 تم الإبلاغ عن التوصيات التفصيلية لتصميم اساسات المشتركة و اساسات الحصرية من قبل ACI 336.2R. يرجى الرجوع أيضاً إلى Kramrisch and Rogers (1961).

R13.3.4.3 Design methods using factored loads and strength reduction factors ϕ can be applied to combined footings or mat foundations, regardless of the bearing pressure distribution.

13.4.3 R13 يمكن تطبيق طرق التصميم باستخدام الأحمال المختبرة وعوامل خفض القوة ϕ على السطوح أو اساسات المشتركة ، بغض النظر عن توزيع الضغط المحمل.

CODE الكود

13.3.4.4 Minimum reinforcement in nonprestressed mat foundations shall be in accordance with 8.6.1.1.

13.3.4.4 يجب أن يكون الحد الأدنى للتسليح في الأساسات الغير مسبقة الاجهاد وفقاً لـ 8.6.1.1.

13.3.5 Walls as grade beams

13.3.5 الجدران ككمرات متدرجة

13.3.5.1 The design of walls as grade beams shall be in accordance with the applicable provisions of Chapter 9.

13.3.5.1 يجب أن يكون تصميم الجدران ككمرات متدرجة وفقاً للأحكام المطبقة في الفصل 9.

13.3.5.2 If a grade beam wall is considered a deep beam in accordance with 9.9.1.1, design shall satisfy the requirements of 9.9.

13.3.5.2 إذا كان جدار الكمرة المتدرج يعتبر كمرة عميقة وفقاً لـ 9.9.1.1 ، يجب أن يستوفي التصميم متطلبات 9.9.

13.3.5.3 Grade beam walls shall satisfy the minimum reinforcement requirements of 11.6.

13.3.5.3 يجب أن تفي الجدران ذات الكمرات المتدرجة بأدنى متطلبات التسليح 11.6.

13.4—Deep foundations

13.4 - أساسات عميقة

13.4.1 General

13.4.1 عام

13.4.1.1 Number and arrangement of piles, drilled piers, and caissons shall be determined from unfactored forces and moments transmitted to these members and permissible member capacity selected through principles of soil or rock mechanics.

13-4-1-1 يتم تحديد عدد وترتيب الخوازيق والخوازيق المحفورة والكاسونات من خلال القوى الغير مصعدة والعزوم المنقولة إلى هؤلاء العناصر وقدرة العضو المسموح بها المختارة من خلال مبادئ التربة أو ميكانيكا الصخور.

13.4.2 Pile caps

13.4.2 تاج الخوازيق

COMMENTARY التعليق

R13.3.4.4 To improve crack control due to thermal gradients and to intercept potential punching shear cracks with tension reinforcement, the licensed design professional should consider specifying continuous reinforcement in each direction near both faces of mat foundations.

R13.3.4.4 لتحسين التحكم في الشقوق بسبب التدرجات الحرارية واعتراض شقوق القص للاختراق المحتملة مع تسليح الشد ، يجب على فني التصميم المرخص أن يفكر في تحديد التسليح المستمر في كل اتجاه بالقرب من وجهي أساسات الحصرية.

R13.4—Deep foundations

R13.4 - أساسات عميقة

R13.4.1 General

R13.4.1 عام

R13.4.1.1 General discussion on selecting the number and arrangement of piles, drilled piers, and caissons is provided in R13.2.6.1.

R13.4.1.1 يتم توفير مناقشة عامة حول اختيار عدد وترتيب الخوازيق والخوازيق المحفورة والكاسونات في R13.2.6.1.

R13.4.2 Pile caps

R13.4.2 تاج الخوازيق

CODE الكود

13.4.2.1 Overall depth of pile cap shall be selected such that the effective depth of bottom reinforcement is at least 300 mm.

13.4.2.1 يتم اختيار العمق الكلي لتاج الخازوق بحيث يكون عمق التسليح الفعال 300 mm على الأقل.

13.4.2.2 Factored moments and shears shall be permitted to be calculated with the reaction from any pile assumed to be concentrated at the centroid of the pile section.

13.4.2.2 يسمح بحساب العزوم وقوى القص المصعدة مع رد الفعل من أي خازوق يفترض ان يتركز في مركز مقطع الخازوق.

13.4.2.3 Except for pile caps designed in accordance with 13.2.6.3, the pile cap shall be designed such that (a) is satisfied for one-way foundations and (a) and (b) are satisfied for two way foundations.

(a) $\phi V_n \geq V_u$, where V_n shall be calculated in accordance with 22.5 for one-way shear, V_u shall be calculated in accordance with 13.4.2.5, and ϕ shall be in accordance with 21.2 (b) $\phi v_n \geq v_u$, where v_n shall be calculated in accordance with 22.6 for two-way shear, v_u shall be calculated in accordance with 13.4.2.5, and ϕ shall be in accordance with 21.2

13.4.2.3 باستثناء تاج الخوازيق المصممة وفقاً لـ 13.2.6.3 ، يتم تصميم تاج الخازوق بحيث تكون (أ) مستوفية عن الأساسات ذات الاتجاه الواحد و (أ) و (ب) مستوفية عن الأساسات ذات الاتجاهين.
(أ) $\phi V_n \geq V_u$ ، حيث يحتسب V_n وفقاً لـ 22.5 للقص أحادي الاتجاه ، تحسب V_u وفقاً لـ 13.4.2.5 ، و ϕ يجب أن تكون وفقاً لـ 21.2
(ب) $\phi v_n \geq v_u$ حيث v_n تحسب وفقاً للفقرة 22.6 للقص الثاني ، تحسب v_u وفقاً لـ 13.4.2.5 ، وتكون ϕ وفقاً لـ 21.2

13.4.2.4 If the pile cap is designed in accordance with strut-and-tie modeling as permitted in 13.2.6.3, the effective concrete compressive strength of the struts, f_{ce} , shall be calculated in accordance with 23.4.3, where $\beta_s = 0.60\lambda$, and λ is in accordance with 19.2.4.

13.4.2.4 إذا تم تصميم تاج الخازوق وفقاً لنموذج الركيزة – شداد كما هو مسموح في 13.2.6.3 ، فيجب حساب مقاومة الخرسانة للضغط الفعال للمنشأ f_{ce} ، وفقاً لـ 23.4.3 ، حيث $\lambda \beta_s = 0.60$ و λ يتوافق مع 19.2.4

COMMENTARY التعليق

R13.4.2.4 It is required to take the effective concrete compressive strength from expression (c) in Table 23.4.3 because it is generally not feasible to provide confining reinforcement satisfying 23.5 in a pile cap.

R13.4.2.4 يلزم اتخاذ قوة الانضغاط الخرسانية الفعالة من التعبير (c) في الجدول 23.4.3 لأنه من غير المجدي عموماً توفير تسليح الحصر الذي يرضي 23.5 في غطاء التاج.

CODE الكود

13.4.2.5 Calculation of factored shear on any section through a pile cap shall be in accordance with (a) through (c):

(a) Entire reaction from any pile with its center located $d_{pile}/2$ or more outside the section shall be considered as producing shear on that section.

(b) Reaction from any pile with its center located $d_{pile}/2$ or more inside the section shall be considered as producing no shear on that section.

(c) For intermediate positions of pile center, the portion of the pile reaction to be considered as producing shear on the section shall be based on a linear interpolation between full value at $d_{pile}/2$ outside the section and zero value at $d_{pile}/2$ inside the section.

13.4.2.5 يجب أن يكون حساب القص المصعد على أي مقطع من خلال تاج الخازوق وفقاً لـ (أ) إلى (ج):
(أ) يعتبر رد الفعل الكامل من أي خازوق مع مركزها الموجود في موقع $d_{pile}/2$ أو أكثر خارج المقطع بمثابة إنتاج للقص في ذلك المقطع.
(ب) يعتبر أي رد فعل من أي خازوق مع مركزها الموجود في الموقع $d_{pile}/2$ أو أكثر داخل المقطع لا ينتج عنه أي قص في هذا المقطع.
(ج) بالنسبة للمواقع الوسيطة لمركز الخازوق، يجب أن يستند الجزء من رد فعل الخازوق المستخدم في إنتاج القص على المقطع إلى استكمال خطي بين القيمة الكاملة عند $d_{pile}/2$ خارج المقطع والقيمة الصفرية عند $d_{pile}/2$ بالداخل المقطع.

13.4.3 Deep foundation members

13.4.3 عناصر الأساسات العميقة

13.4.3.1 Portions of deep foundation members in air, water, or soils not capable of providing adequate restraint throughout the member length to prevent lateral buckling shall be designed as columns in accordance with the applicable provisions of Chapter 10.

13-4-3-1 تصميم أجزاء من عناصر الأساسات العميقة في الهواء أو الماء أو التربة الغير قادرة على توفير تقييد مناسب خلال طول العنصر لمنع الانبعاج الجانبي كأعمدة وفقاً للأحكام المطبقة في الفصل العاشر.

CHAPTER 14—PLAIN CONCRETE

الفصل 14 — الخرسانة العادية

14.1—Scope

14.1—المجال

14.1.1 This chapter shall apply to the design of plain concrete members, including (a) and (b):

(a) Members in building structures

(b) Members in non-building structures such as arches, underground utility structures, gravity walls, and shielding walls

14.1.1 ينطبق هذا الفصل على تصميم عناصر الخرسانية العادية، بما في ذلك (أ) و (ب):

(أ) العناصر في المنشآت السكنية

(ب) العناصر في المنشآت الغير سكنية مثل الأقواس وهياكل المرافق الأرضية والجدران الساندة والجدران الواقية.

COMMENTARY التعليق

R13.4.2.5 If piles are located inside the critical sections d or $d/2$ from face of column, for one way or two-way shear, respectively, an upper limit on the shear strength at a section adjacent to the face of the column should be considered. The CRSI Handbook (1984) offers guidance for this situation.

13-4-2-5 إذا كانت الخوازيق تقع داخل المقاطع الحرجة d أو $d/2$ من وجه العمود، لقص واحد أو اتجاهين، على التوالي، يوجد حد أعلى لقوة القص في قسم مجاور لوجه العمود ينبغي النظر. يقدم دليل CRSI (1984) إرشادات لهذا الموقف.

R14—PLAIN CONCRETE

R14 - الخرسانة العادية

R14.1—Scope

R14.1—النطاق

CODE الكود

14.1.2 This chapter shall not govern the design of cast-in place concrete piles and piers embedded in ground.

14.1.2 لا يحكم هذا الفصل تصميم الخوازيق الخرسانية المصبوبة في الموقع والركائز الخرسانية المغمورة في الأرض.

14.1.3 Plain concrete shall be permitted only in cases (a) through (d):

- (a) Members that are continuously supported by soil or supported by other structural members capable of providing continuous vertical support
- (b) Members for which arch action provides compression under all conditions of loading
- (c) Walls
- (d) Pedestals

14.1.3 لا يسمح بالخرسانة العادية إلا في الحالات (أ) إلى (د):

- (أ) العناصر التي تدعمها التربة باستمرار أو يدعمها عناصر إنشائية أخرى قادرة على توفير دعم رأسي مستمر
- (ب) العناصر التي يوفر لهم عمل القوس الضغط تحت جميع شروط التحميل
- (ج) الجدران
- (د) القواعد العلوية

14.1.4 Plain concrete shall be permitted for a structure assigned to Seismic Design Category (SDC) D, E, or F, only in cases (a) and (b):

- (a) Footings supporting cast-in-place reinforced concrete or reinforced masonry walls, provided the footings are reinforced longitudinally with at least two continuous reinforcing bars. Bars shall be at least No. 13 and have a total area of not less than 0.002 times the gross crosssectional area of the footing. Continuity of reinforcement shall be provided at corners and intersections.
- (b) Foundation elements (i) through (iii) for detached one- and two-family dwellings not exceeding three stories and constructed with stud bearing walls:
 - (i) Footings supporting walls
 - (ii) Isolated footings supporting columns or pedestals
 - (iii) Foundation or basement walls not less than 190 mm. thick and retaining no more than 1.2 m of unbalanced fill.

14.1.4 يتم السماح بالخرسانة العادية للمنشأ المخصص لفئة التصميم الزلزالي (SDC) D أو E أو F ، فقط في الحالات (أ) و (ب):
(أ) أساسات داعمة للخرسانة المسلحة المصبوبة في الموقع أو في الجدران المسلحة ، بشرط أن تكون الأساسات مسلحة طولياً مع سيخين تسليح متواصلة على الأقل. يجب أن تكون الاسياخ على الأقل رقم 13 ومساحة إجمالية لا تقل عن 0.002 أضعاف المساحة الإجمالية للمقطع العرضي للأساس. يتم توفير استمرارية التسليح عند الزوايا والتقاطعات .
(ب) عناصر الأساسات (1) من خلال (iii) للمساكن المنفصلة المكونة من عائلة واحدة أو اثنتين والتي لا تزيد عن ثلاث طوابق والمبنية بجدران تحميل:

- (i) أساسات لتدعيم الجدران
- (ii) أساسات منفصلة لتدعيم الأعمدة والقواعد العلوية
- (iii) الأساس أو قاعدة الجدران لا تقل عن 190 mm. سمكية ولا تحتفظ بأكثر من 1.2 m من التربة الغير متوازنة.

COMMENTARY التعليق

R14.1.2 Structural elements, such as cast-in place plain concrete piles and piers in ground or other material sufficiently stiff to provide adequate lateral support to prevent buckling, are not covered by the Code. Such elements are covered by the general building code.

R14.1.2 لا تغطي الكود العناصر الهيكلية ، مثل خازوق الإسمنت العادي و الخوازيق في الأرض أو المواد الأخرى بما فيه الكفاية لتوفير الدعم الجانبي الكافي لمنع التمزق. يتم تغطية هذه العناصر بواسطة كود البناء العام.

R14.1.3 Because the strength and structural integrity of structural plain concrete members is based solely on the member size, concrete strength, and other concrete properties, use of structural plain concrete should be limited to members:

- (a) That are primarily in a state of compression
- (b) That can tolerate random cracks without detriment to their structural integrity
- (c) For which ductility is not an essential feature of design

R14.1.3 نظراً لأن القوة والهيكل الإنشائي لأعضاء الخرسانة السمكية الهيكلية يعتمد فقط على حجم الأعضاء وقوة الخرسانة وخواص الخرسانة الأخرى ، يجب أن يقتصر استخدام الخرسانة الإنشائية على الأعضاء:
(أ) تكون في المقام الأول في حالة ضغط
(ب) يمكن أن يتسامح مع الشقوق العشوائية دون الإضرار بسلامتها الإنشائي
(ج) الليونة ليست سمة أساسية للتصميم

The tensile strength of concrete can be used in design of structural plain concrete members. Tensile stresses due to restraint from creep, shrinkage, or temperature effects are to be considered to avoid uncontrolled cracks or structural failure. For residential construction within the scope of ACI 332, refer to 1.4.5.

يمكن استخدام قوة الشد للخرسانة في تصميم أعضاء الخرسانة الإنشائي . يجب مراعاة ضغوط الشد الناتجة عن مقاومة الزحف أو الانكماش أو تأثيرات درجة الحرارة لتجنب الشقوق خارج السيطرة أو الفشل الهيكلي .بالنسبة للبناء السكني ضمن نطاق ACI 332 ، يرجى الرجوع إلى 1.4.5.

CODE الكود

14.1.5 Plain concrete shall not be permitted for columns and pile caps.

14.1.5 لا يسمح بالخرسانة العادية للأعمدة وتاج الخوازيق.

14.2—General

14.2.1 Materials

14.2.1.1 Design properties for concrete shall be selected to be in accordance with Chapter 19.

14.2.1.1 يجب اختيار خصائص التصميم للخرسانة وفقاً للفصل 19.

14.2.1.2 Steel reinforcement, if required, shall be selected to be in accordance with Chapter 20.

14.2.1.2 يتم اختيار حديد التسليح ، إذا لزم الأمر ، ليتطابق مع الفصل 20.

14.2.1.3 Materials, design, and detailing requirements for embedments in concrete shall be in accordance with 20.7.

14.2.1.3 يجب أن تكون المواد والتصميم والتفصيل لمتطلبات الغرس في الخرسانة وفقاً لـ 20.7.

14.2.2 Connection to other members

14.2.2 الاتصال بالعناصر الأخرى

14.2.2.1 Tension shall not be transmitted through outside edges, construction joints, contraction joints, or isolation joints of an individual plain concrete element.

14.2.2.1 لا ينتقل الشد من خلال أطراف خارجية أو فواصل البناء أو فواصل الانكماش أو فواصل العزل لعنصر خرساني عادي مستقل.

14.2.2.2 Walls shall be braced against lateral translation.

14.2.2.2 يجب تدعيم الجدران ضد الانتقال الجانبي.

COMMENTARY التعليق

R14.1.5 Because plain concrete lacks the necessary ductility that columns should possess, and because a random crack in an unreinforced column will most likely endanger its structural integrity, the Code does not permit use of plain concrete for columns. It does allow its use for pedestals limited to a ratio of unsupported height to least lateral dimension of 3 or less (refer to 14.1.3(d) and 14.3.3).

R14.1.5 لأن الخرسانة العادية تفتقر إلى الليونة اللازمة التي يجب أن تمتلكها الأعمدة ، ولأن التشقق العشوائي في العمود غير المدعوم من المحتمل أن يعرض سلامة هيكله للخطر ، فإن الكود لا يسمح باستخدام الخرسانة العادية للأعمدة. إنها تسمح باستخدامها في الركائز المقيدة بنسبة من الارتفاع غير المدعوم إلى البعد الجانبي الأقل 3 أو أقل (راجع 14.1.3(d) و 14.3.3).

R14.2—General

R14.2 العام

R14.2.2 Connection to other members

R14.2.2 الاتصال بالعناصر الأخرى

R14.2.2.2 Provisions for plain concrete walls are applicable only for walls laterally supported in such a manner as to prohibit relative lateral displacement at top and bottom of individual wall elements. The Code does not cover walls without horizontal support to prohibit relative displacement at top and bottom of wall elements. Such laterally unsupported walls are to be designed as reinforced concrete members in accordance with the Code.

R14.2.2.2 لا تنطبق الأحكام الخاصة بالجدران الخرسانية العادية إلا على الجدران المدعومة أفقياً بطريقة تحظر الإزاحة الجانبية النسبية في أعلى وأسفل عناصر الجدار الفردية. لا يغطي الكود الجدران دون دعم أفقي لحظر النزوح النسبي في أعلى وأسفل عناصر الحائط. هذه الجدران غير المدعومة أفقياً سيتم تصميمها كأعضاء خرسانية مسلحة وفقاً للكود.

CODE الكود

14.2.3 Precast

14.2.3 مسبق الصب

14.2.3.1 Design of precast members shall consider all loading conditions from initial fabrication to completion of the structure, including form removal, storage, transportation, and erection.

14.2.3.1 يجب أن يأخذ تصميم العناصر مسبقة الصب في الاعتبار جميع شروط التحميل من التصنيع الأولي حتى الانتهاء من المنشأ ، بما في ذلك إزالة التشكيل ، التخزين ، النقل ، والإنشاء.

14.2.3.2 Precast members shall be connected to transfer lateral forces into a structural system capable of resisting such forces.

14.2.3.2 يجب ربط العناصر مسبقة الصب لنقل القوى الجانبية إلى نظام أنشائي قادر على مقاومة مثل هذه القوى.

14.3—Design limits

14.3 - حدود التصميم

14.3.1 Bearing walls

14.3.1 الجدران الحاملة

14.3.1.1 Minimum bearing wall thickness shall be in accordance with Table 14.3.1.1.

14.3.1.1 يجب أن يكون الحد الأدنى لسماكة الجدار الحامل طبقاً للجدول 14.3.1.1.

Table 14.3.1.1—Minimum thickness of bearing walls

الجدول 14.3.1.1 - سمك الحد الأدنى للجدار الحامل

Wall type	Minimum thickness	
General	Greater of:	140 mm
		1/24 the lesser of unsupported length and unsupported height
Exterior basement	190 mm	
Foundation	190 mm	

COMMENTARY التعليق

R14.2.3 Precast—Precast structural plain concrete members are considered subject to all limitations and provisions for cast-in-place concrete contained in this chapter. The approach to contraction or isolation joints is expected to be somewhat different than for cast-in-place concrete because the major portion of shrinkage in precast members occurs prior to erection.

R14.2.3 مسبق الصب - يُعتبر عناصر الخرسانة الهيكلية المسبقة الصب خاضعة لجميع القيود وأحكام الخرسانة المبنية في هذا الفصل من المتوقع أن يكون أسلوب التقاء المفاصل أو العزلة مختلفاً بعض الشيء عن الخرسانة المصبوبة في الموقع لأن الجزء الرئيسي من الانكماش في الأعضاء مسبقة الصب يحدث قبل التشييد

To ensure stability, precast members should be connected to other members. The connection should transfer no tension.

لضمان الاستقرار ، يجب أن تكون عناصر قبل مرتبطة مع أعضاء آخرين . يجب أن الاتصال لا ينقل الشد.

R14.3—Design limits

R14.3 - حدود التصميم

R14.3.1 Bearing walls—Plain concrete walls are commonly used for basement wall construction for residential and light commercial buildings in low or non-seismic areas. Although the Code imposes no absolute maximum height limitation on the use of plain concrete walls, experience with use of plain concrete in relatively minor structures should not be extrapolated to using plain concrete walls in multistory construction and

R14.3.1 الجدران الحاملة - تستخدم عادة الجدران الخرسانية العادية لبناء الجدار السفلي للمباني السكنية والتجارية الخفيفة في المناطق المنخفضة أو غير الزلزالية . على الرغم من أن الكود لا يفرض حدود قصوى مطلقة على استخدام الجدران الخرسانية العادية ، إلا أن الخبرة في استخدام الخرسانة في هياكل بسيطة نسبياً لا ينبغي أن يتم استقراءها باستخدام الجدران الخرسانية العادية في البناء متعدد الطوابق

other major structures where differential settlement, wind, earthquake, or other unforeseen loading conditions require the walls to possess some ductility and ability to maintain integrity when cracked. For such conditions, ACI Committee 318 strongly encourages the use of walls designed in accordance with Chapter 11.

والهياكل الرئيسية الأخرى حيث الهبوط متفاوت والرياح والزلازل أو أي ظروف تحميل غير متوقعة تتطلب جدران لتمتلك بعض البينة وقدرة على الحفاظ على الاكتمال الانشائي عند تصدعها .لمثل هذه الظروف ، تشجع لجنة ACI 318 بشدة استخدام الجدران المصممة وفقاً للفصل 11.

CODE الكود

14.3.2 Footings

14.3.2 الاساسات

14.3.2.1 Footing thickness shall be at least 200 mm.

14.3.2.1 يجب أن يكون سمك الاساس 200 mm على الأقل.

14.3.2.2 Base area of footing shall be determined from unfactored forces and moments transmitted by footing to soil and permissible soil pressure selected through principles of soil mechanics.

14-3-2-2 تحدد مساحة قاعدة الاساس من القوى الغير مصعدة والعزوم المنقولة من الاساس إلى التربة وضغط التربة المسموح به المختار من خلال مبادئ ميكانيكا التربة.

14.3.3 Pedestals

14.3.3 القواعد العلوية

14.3.3.1 Ratio of unsupported height to average least lateral dimension shall not exceed 3.

14.3.3.1 يجب ألا يتجاوز نسبة الارتفاع غير المدعوم إلى متوسط أقل بعد جانبي 3.

COMMENTARY التعليق

R14.3.2 Footings

R14.3.2 الاساسات

R14.3.2.1 Thickness of plain concrete footings of usual proportions will typically be controlled by flexural strength (extreme fiber stress in tension not greater than $\phi 0.42\sqrt{f'_c}$) rather than shear strength (refer to R14.5.5.1). For footings cast against soil, overall thickness h used for strength computations is specified in 14.5.1.7.

R14.3.2.1 عادة ما يتم التحكم في سماكة الخرسانة العادية للاساسات ذات النسب المعتادة من خلال قوة الانحناء (إجهاد الألياف الشد في الشد ليس أكبر من $\phi 0.42\sqrt{f'_c}$) بدلاً من قوة القص (راجع R14.5.5.1) بالنسبة للقطات المصبوبة فوق التربة ، يتم تحديد السماكة الكلية h المستخدمة في حساب القوة في 14.5.1.7.

R14.3.3 Pedestals

R14.3.3 القواعد العلوية

R14.3.3.1 The height-thickness limitation for plain concrete pedestals does not apply for portions of pedestals embedded in soil capable of providing lateral restraint.

R14.3.3.3 لا ينطبق الحد الأقصى لسمك الارتفاع في قواعد الخرسانة العادية على أجزاء من القواعد العلوية المضمنة في التربة القادرة على توفير تقييد جانبي.

14.3.4 Contraction and isolation joints

R14.3.4 Contraction and isolation joints

14.3.4 فواصل الانكماش والعزل

R14.3.4 فواصل الانكماش والعزل

14.3.4.1 Contraction or isolation joints shall be provided to divide structural plain concrete members into flexurally discontinuous elements. The size of each element shall be selected to limit stress caused by restraint to movements from creep, shrinkage, and temperature effects.

R14.3.4.1 Joints in plain concrete construction are an important design consideration. In reinforced concrete, reinforcement is provided to resist the stresses due to restraint of creep, shrinkage, and temperature effects. In plain concrete, joints are the only means of controlling, and thereby relieving, the buildup of such tensile stresses. A plain concrete member should therefore be small enough, or divided into smaller elements by joints, to control the buildup of internal stresses.

14.3.4.1 يتم توفير فواصل الانكماش أو العزل لتقسيم أعضاء الخرسانة الانشائية إلى عناصر منقطعة منحنية. يتم اختيار حجم كل عنصر للحد من الإجهاد الناتج عن التقييد للحركات من الزحف ، والانكماش ، وتأثيرات درجة الحرارة.

R14.3.4.1 تعتبر الفواصل في البناء الخرساني العادي من الاعتبارات الهامة للتصميم. في الخرسانة المسلحة ، يتم توفير التسليح لمقاومة الإجهادات الناجمة عن الزحف ، والتقلص ، وتأثيرات درجة الحرارة. في الخرسانة العادية ، تعتبر المفاصل الوسيلة الوحيدة للتحكم ، وبالتالي التخفيف من تراكم مثل هذه الضغوط الشدية. لذلك يجب أن يكون العضو الخرساني البسيط صغيراً بما فيه الكفاية ، أو مقسماً إلى عناصر أصغر بواسطة الفواصل ، للتحكم في تراكم الضغوط الداخلية. قد يكون المفصل عبارة عن مفصل انكماش أو مفصل.

The joint may be a contraction joint or isolation joint. A minimum 25 percent reduction of member thickness is typically sufficient for contraction joints to be effective. The jointing should be such that no axial tension or flexural tension can be developed across a joint after cracking, if applicable—a condition referred to as flexural discontinuity. Where random cracking due to creep, shrinkage, and temperature effects will not affect structural integrity and is otherwise acceptable (such as transverse cracks in a continuous wall footing), transverse contraction or isolation joints should not be necessary.

14.3.4.2 The number and location of contraction or isolation joints shall be determined considering (a) through (f):

- Influence of climatic conditions
- Selection and proportioning of materials
- Mixing, placing, and curing of concrete
- Degree of restraint to movement
- Stresses due to loads to which an element is subjected
- Construction techniques

عادة ما يكون الحد الأدنى لسمك الفاصل بنسبة 25 في المائة كافياً لكي تكون مفاصل الانكماش فعالة. يجب أن يكون المفصل بحيث لا يمكن تطوير أي شد محوري أو عزم انثناء عبر مفصل بعد تكسيهه ، إذا كان ذلك ممكناً - وهي حالة يشار إليها بأنها انقطاع الانثناء. حيث لا يؤثر التشقق العشوائي الناتج عن الزحف ، والتقلص ، ودرجة الحرارة على السلامة الانشائي ، ويكون مقبولاً بشكل آخر (مثل الشقوق العرضية في جدار متواصل) ، أو لا ينبغي أن يكون التقلص العرضي أو مفاصل العزل ضرورياً.

14.3.4.2 يحدد عدد ومواقع فواصل الانكماش أو العزل حسب (أ) إلى (و):

- تأثير الظروف المناخية
- اختيار المواد وتناسبها
- خلط الخرسانة ووضعها ومعالجتها
- درجة التقييد للحركة
- الاجهادات بسبب الأحمال التي يتعرض لها عنصر ما
- تقنيات البناء

CODE الكود

14.4—Required strength

14.4 - المقاومة المطلوبة

14.4.1 General

14.4.1 عام

14.4.1.1 Required strength shall be calculated in accordance with the factored load combinations defined in Chapter 5.

14.4.1.1 تحسب المقاومة المطلوبة وفقاً لتراكيب الاحمال المصعدة المحددة في الفصل 5.

14.4.1.2 Required strength shall be calculated in accordance with the analysis procedures in Chapter 6.

14-4-1-2 تحسب المقاومة المطلوبة وفقاً لإجراءات التحليل الواردة في الفصل 6.

14.4.1.3 No flexural continuity due to tension shall be assumed between adjacent structural plain concrete elements.

14.4.1.3 لا يفترض استمرار الانحناء بسبب الشد بين العناصر الانشائية المجاورة من الخرسانة العادية.

14.4.2 Walls

14.4.2 الجدران

14.4.2.1 Walls shall be designed for an eccentricity corresponding to the maximum moment that can accompany the axial load but not less than $0.10h$, where h is the wall thickness.

14-4-2-1 تصميم الجدران من أجل لامركزية تقابل أقصى عزم التي يمكن أن تصاحب الحمل المحوري ولكن لا يقل عن $0.10h$ ، حيث h هي سماكة الجدار.

14.4.3 Footings

14.4.3 الاساسات

14.4.3.1 General

14.4.3.1 عام

14.4.3.1.1 For footings supporting circular or regular polygon-shaped concrete columns or pedestals, it shall be permitted to assume a square section of equivalent area for determining critical sections.

14.4.3.1.1 بالنسبة للأساسات التي تدعم الأعمدة أو قواعد خرسانية دائرية أو منتظمة على شكل مضلع، يجب أن يكون لها مقطع مربع من المساحة المكافئة لتحديد المقاطع الحرجة.

14.4.3.2 Factored moment

14.4.3.2 العزم المصعد

14.4.3.2.1 The critical section for M_u shall be located in accordance with Table 14.4.3.2.1.

14.4.3.2.1 يجب وضع المقطع الحرج لـ M_u وفقاً للجدول 14.4.3.2.1.

COMMENTARY التعليق

R14.4—Required strength

R14.4 - المقاومة المطلوبة

R14.4.1 General

R14.4.1 عام

R14.4.1.1 Plain concrete members are proportioned for adequate strength using factored loads and forces. When the design strength is exceeded, the cross section should be increased or the specified strength of concrete increased, or both, or the member designed as a reinforced concrete member in accordance with the Code. An increase in concrete section may have a detrimental effect; stress due to load will decrease but stresses due to creep, shrinkage, and temperature effects may increase.

R14.4.1.1 يتناسب أعضاء الخرسانة العادية مع القوة المناسبة باستخدام الأحمال والقوى المحسوبة. عندما يتم تجاوز قوة التصميم، يجب زيادة المقطع العرضي أو زيادة القوة المحددة للخرسانة، أو كليهما، أو العضو المصمم كعضو من الخرسانة المسلحة وفقاً للكود. زيادة في مقطع الخرسانة قد يكون لها تأثير ضار. الإجهاد بسبب الحمل سوف ينقص ولكن الضغوط الناتجة عن الزحف، الانكماش، ودرجة الحرارة قد تزداد.

CODE الكود

Table 14.4.3.2.1—Location of critical section for Mu

الجدول 14.4.3.2.1 - موقع المقطع الحرج لـ Mu

Supported member	Location of critical section
Column or pedestal	Face of column or pedestal
Column with steel base plate	Halfway between face of column and edge of steel base plate
Concrete wall	Face of wall
Masonry wall	Halfway between center and face of masonry wall

14.4.3.3 Factored one-way shear

14.4.3.3 القص المصعد ذو الاتجاه الواحد

14.4.3.3.1 For one-way shear, critical sections shall be located h from (a) and (b), where h is the footing thickness.

(a) Location defined in Table 14.4.3.2.1

(b) Face of concentrated loads or reaction areas

14.4.3.3.1 بالنسبة للقص أحادي الاتجاه ، يجب تحديد المقاطع الحرجة h من (أ) و (ب) ، حيث h هي سماكة الأساس.
(أ) الموقع المحدد في الجدول 1-2-3-4-14
(ب) مواجهة الأحمال المركزة أو مساحات ردود الأفعال

14.4.3.3.2 Sections between (a) or (b) of 14.4.3.3.1 and the critical section for shear shall be permitted to be designed for V_u at the critical section for shear.

14-4-3-3-2 يسمح باستخدام المقاطع بين (أ) أو (ب) من 14.4.3.3.1 والمقطع الحرج للقص من أجل V_u في المقطع الحرج للقص.

14.4.3.4 Factored two-way shear

14.4.3.4 القص المصعد ذو الاتجاهين

14.4.3.4.1 For two-way shear, critical sections shall be located so that the perimeter b_o is a minimum but need not be closer than $h/2$ to (a) through (c):

(a) Location defined in Table 14.4.3.2.1

(b) Face of concentrated loads or reaction areas (c) Changes in footing thickness

14.4.3.4.1 بالنسبة للقص ذي الاتجاهين ، يجب تحديد المقاطع الحرجة بحيث يكون الحد الخارجي b_o هو الحد الأدنى ولكن لا يلزم أن يكون أقرب من $h/2$ إلى (أ) إلى (ج):
(أ) الموقع المحدد في الجدول 1-2-3-4-14
(ب) مواجهة الأحمال المركزة أو مساحات ردود الأفعال
(ج) التغيرات في سماكة الأساس

COMMENTARY التعليق

R14.4.3.4 Factored two-way shear

R14.4.3.4 القص المصعد ذو الاتجاه الواحد

R14.4.3.4.1 The critical section defined in this provision is similar to that defined for reinforced concrete elements in 22.6.4.1, except that for plain concrete, the critical section is based on h rather than d

R14.4.3.4.1 المقطع الحرج المحدد في هذا الحكم مماثل للمادة المحددة للعناصر الخرسانية المسلحة في 22.6.4.1 ، باستثناء أنه بالنسبة للخرسانة البسيطة ، فإن المقطع الحرج يعتمد على h بدلاً من d

CODE الكود

14.4.3.4.2 For square or rectangular columns, concentrated loads, or reaction areas, the critical section for two-way shear shall be permitted to be calculated assuming straight sides.

14-4-3-4-2 بالنسبة للأعمدة المربعة أو المستطيلة أو الأحمال المركزة أو مساحات ردود الأفعال ، يُسمح بحساب المقطع الحرج للقص ذو اتجاهين على افتراض جوانب مستقيمة.

14.5—Design strength

14.5 - المقاومة التصميمية

14.5.1 General

14.5.1 عام

14.5.1.1 For each applicable factored load combination, design strength at all sections shall satisfy $\phi S_n \geq U$, including (a) through (d). Interaction between load effects shall be considered.

14.5.1.1 بالنسبة لكل تركيبة حمولة مصعدة قابلة للتطبيق ، يجب أن تستوفي المقاومة التصميمية في جميع المقاطع " $\phi S_n \geq U$ " ، بما في ذلك (أ) إلى (د). يجب النظر في التفاعل بين تأثيرات الحمولة.

- (a) $\phi M_n \geq M_u$
- (b) $\phi P_n \geq P_u$
- (c) $\phi V_n \geq V_u$
- (d) $\phi B_n \geq B_u$

14.5.1.2 ϕ shall be determined in accordance with 21.2.

14.5.1.2 ϕ يجب أن يتم تحديد وفقاً لـ 21.2.

COMMENTARY التعليق

R14.5—Design strength

R14.5 - المقاومة التصميمية

R14.5.1 General

R14.5.1 عام

R14.5.1.1 Refer to R9.5.1.1.

R14.5.1.1 يرجى الرجوع إلى R9.5.1.1.

R14.5.1.2 The strength reduction factor ϕ for plain concrete design is the same for all strength conditions. Because both flexural tensile strength and shear strength for plain concrete depend on the tensile strength characteristics of the concrete, with no reserve strength or ductility possible due to the absence of reinforcement, equal strength reduction factors for both bending and shear are considered appropriate.

R14.5.1.2 عامل تخفيض القوة ϕ لتصميم الخرسانة العادي هو نفسه لجميع ظروف القوة. نظراً لأن كل من قوة الشد الانحناء وقوة القص للخرسانة البسيطة تعتمد على خصائص قوة الشد للخرسانة ، مع عدم وجود قوة احتياطية أو ليونة ممكنة بسبب غياب التسليح ، تعتبر عوامل تقليل قوة متساوية لكل من الانحناء والقص مناسبة.

CODE الكود

14.5.1.3 Tensile strength of concrete shall be permitted to be considered in design.

14.5.1.3 يسمح باستخدام مقاومة الشد للخرسانة في التصميم.

14.5.1.4 Flexure and axial strength calculations shall be based on a linear stress-strain relationship in both tension and compression.

14.5.1.4 يجب أن تستند حسابات مقاومة الانحناء والقوى المحورية إلى علاقة إجهاد-انفعال خطي في كل من الشد والضغط.

14.5.1.5 λ for lightweight concrete shall be in accordance with 19.2.4.

14.5.1.5 λ للخرسانة خفيفة الوزن يجب أن تكون وفقاً لـ 19.2.4.

14.5.1.6 No strength shall be assigned to steel reinforcement.

14.5.1.6 لن يتم تعيين أي مقاومة لحديد التسليح.

14.5.1.7 When calculating member strength in flexure, combined flexure and axial load, or shear, the entire cross section shall be considered in design, except for concrete cast against soil where overall thickness h shall be taken as 50 mm. less than the specified thickness.

14.5.1.7 عند حساب مقاومة العنصر للانحناء ، فإن الانحناء المركب والحمل المحوري ، أو القص ، يجب اعتبار المقطع العرضي بأكمله في التصميم ، ما عدا الخرسانة المصبوبة ضد التربة حيث يجب أن يتم أخذ السمك الكلي 50 mm أقل من السماكة المحددة.

14.5.1.8 Unless demonstrated by analysis, horizontal length of wall to be considered effective for resisting each vertical concentrated load shall not exceed center-to-center distance between loads, or bearing width plus four times the wall thickness.

14.5.1.8 ما لم يثبت بالتحليل ، يجب ألا يتجاوز الطول الأفقي للجدار الذي يعتبر فعالاً لمقاومة كل حمولة رأسية مركزة مسافة من المركز إلى المركز بين الأحمال ، أو عرض تحمل زائد أربعة أضعاف سماكة الجدار.

COMMENTARY التعليق

R14.5.1.3 Flexural tension may be considered in design of plain concrete members to resist loads, provided the calculated stress does not exceed the permissible stress, and construction, contraction, or isolation joints are provided to relieve the resulting tensile stresses due to restraint of creep, shrinkage, and temperature effects.

R14.5.1.3 يمكن اعتبار الشد الانحناء في تصميم أعضاء خرسانية بسيطة لمقاومة الأحمال ، بشرط الإجهاد المحسوب لا يتجاوز الإجهاد المسموح به ، كما يتم توفير فواصل البناء أو الانكماش أو العزل للتخفيف من إجهاد الشد الناتج عن مقاومة من الزحف ، والتقلص ، وتأثيرات درجة الحرارة.

R14.5.1.7 The reduced overall thickness h for concrete cast against earth is to allow for unevenness of excavation and for some contamination of the concrete adjacent to the soil.

R14.5.1.7 انخفاض السماكة الكلية h للخرسانة المصبوبة في الأرض هو السماح بالتفاوت في الحفر وجميع تلوث الخرسانة المتاخمة للتربة.

CODE الكود

14.5.2 Flexure

14.5.2 الانحناء

14.5.2.1 M_n shall be the lesser of Eq. (14.5.2.1a) calculated at the tension face and Eq. (14.5.2.1b) calculated at the compression face:

14.5.2.1 M_n يجب أن يكون أقل من للمعادلة (14.5.2.1a). محسوب في وجه الشد والمعادلة (14.5.2.1b). المحسوبة عند وجه الضغط:

$$M_n = 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} S_m \quad (14.5.2.1a)$$

$$M_n = 0.85 f'_c S_m \quad (14.5.2.1b)$$

where S_m is the corresponding elastic section modulus.

حيث S_m هو معامل مرونة المقطع المقابل.

14.5.3 Axial compression

14.5.3 الانضغاط المحوري

14.5.3.1 P_n shall be calculated by:

14.5.3.1 P_n يتم حسابها بواسطة:

$$P_n = 0.60 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{\ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (14.5.3.1)$$

14.5.4 Flexure and axial compression

14.5.4 الانحناء والضغط المحوري

14.5.4.1 Unless permitted by 14.5.4.2, member dimensions shall be proportioned to be in accordance with Table 14.5.4.1, where M_n is calculated in accordance with 14.5.2.1(b) and P_n is calculated in accordance with 14.5.3.1.

14.5.4.1 ما لم يسمح به 14.5.4.2، يجب أن تتناسب أبعاد العناصر على أن تكون وفقا للجدول 14.5.4.1، حيث يتم احتساب M_n وفقا 14.5.2.1 (ب) ويتم احتساب P_n وفقا 14.5.3.1.

COMMENTARY التعليق

R14.5.2 Flexure

R14.5.2 الانحناء

R14.5.2.1 Equation (14.5.2.1b) may control for nonsymmetrical cross sections.

14-5-2-1 يجوز للمعادلة (14.5.2.1b) التحكم في المقاطع العرضية غير المتماثلة.

R14.5.3 Axial compression

R14.5.3 الانضغاط المحوري

R14.5.3.1 Equation (14.5.3.1) is presented to reflect the general range of braced and restrained end conditions encountered in plain concrete elements. The effective length factor was omitted as a modifier of ℓ_c , the vertical distance between supports, because this is conservative for walls with assumed pin supports that are required to be braced against lateral translation as in 14.2.2.2.

R14.5.3.1 تم عرض المعادلة (14.5.3.1) لتعكس النطاق العام للظروف النهائية المستجيبة والمقاومة التي تتم مواجهتها في العناصر الخرسانية البسيطة. تم حذف عامل الطول الفعال كمعدل لـ ℓ_c ، والمسافة الرأسية بين الركائز، لأن هذا يكون مقاوما لتغيير الجدران ذات راكائز مدببة المفترضة المطلوب لمقاومة الازاحة الجانبية كما في 14.2.2.2.

R14.5.4 Flexure and axial compression

R14.5.4 الانحناء والضغط المحوري

CODE

الكود

Table 14.5.4.1—Combined flexure and axial compression

Location	Interaction equation	
Tension face	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \leq \phi 0.42 \lambda \sqrt{f'_c}$	(a)
Compression face	$\frac{M_u}{\phi M_n} + \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 1.0$	(b)

الجدول 14.5.4.1 – الانحناء المركب والضغط المحوري

14.5.4.2 For walls of solid rectangular cross section where $M_u \leq P_u(h/6)$, M_u need not be considered in design and P_n is calculated by

14.5.4.2 للجدران للمقطع العرضي المستطيل الصلب حيث $M_u \leq P_u(h/6)$ ، M_u لا تحتاج إلى النظر في التصميم ويتم حساب P_n بواسطة

$$P_n = 0.45 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{\ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (14.5.4.2)$$

Table 14.5.5.1—Nominal shear strength

Shear action	Nominal shear strength V_n	
One-way	$0.11 \lambda \sqrt{f'_c} b_w h$	
Two-way	Lesser of:	$\left(1 + \frac{2}{\beta} \right) (0.11 \lambda \sqrt{f'_c} b_o h)^{[1]}$
		$2 (0.11 \lambda \sqrt{f'_c} b_o h)$

^[1]β is the ratio of long side to short side of concentrated load or reaction area.

14.5.5 Shear

R14.5.5 القص

14.5.5.1 V_n shall be calculated in accordance with Table 14.5.5.1.

14.5.5.1 V_n بحسب وفقاً للجدول 14.5.5.1.

الجدول 14.5.5.1 - مقاومة القص الاسمية

β هي نسبة الجانب الطويل إلى الجانب القصير من الحمل المركز أو رد الفعل.

COMMENTARY

التعليق

R14.5.4.2 If the resultant load falls within the middle third of the wall thickness, plain concrete walls may be designed using the simplified Eq. (14.5.4.2). Eccentric loads and lateral forces are used to determine the total eccentricity of the factored axial force P_u . Equation (14.5.4.2) reflects the range of braced and restrained end conditions encountered in wall design. The limitations of 14.2.2.2, 14.3.1.1, and 14.5.1.8 apply whether the wall is proportioned by 14.5.4.1 or by 14.5.4.2

R14.5.4.2 إذا كان الحمل الناتج يقع في الثلث الأوسط من سمك الجدار ، يمكن تصميم الجدران الخرسانية البسيطة باستخدام المعادلة المبسطة (14.5.4.2). وتستخدم الأحمال الامركزية والقوى الجانبية لتحديد الانحراف الكلي للقوة المحورية المختبرية P_u . وتعكس المعادلة (14.5.4.2) مدى الظروف النهائية المستجيبة والمقيدة المصادفة في تصميم الجدران. تنطبق قيود 14.2.2.2 و 14.3.1.1 و 14.5.1.8 على ما إذا كان الجدار يتناسب بنسبة 14.5.4.1 أو 14.5.4.2

R14.5.5 Shear

R14.5.5 القص

R14.5.5.1 Proportions of plain concrete members usually are controlled by tensile strength rather than shear strength. Shear stress (as a substitute for principal tensile stress) rarely will control. However, because it is difficult to foresee all possible conditions where shear may have to be investigated, such as shear keys, Committee 318 maintains the investigation of this basic stress condition.

14-5-5-1 يتم التحكم في نسب عناصر الخرسانة العادية عادة بواسطة مقاومة الشد بدلاً من مقاومة القص. نادراً ما يتحكم في إجهاد القص (كبديل عن إجهاد الشد الرئيسي). ومع ذلك ، ولأنه من الصعب التنبؤ بكل الظروف المحتملة التي قد يتعين فيها التحقيق في القص ، مثل مفاتيح القص ، تحتفظ اللجنة 318 بالتحقيق في حالة الإجهاد الأساسية هذه.

The shear requirements for plain concrete assume an uncracked section. Shear failure in plain concrete will be a diagonal tension failure, occurring when the principal tensile stress near the centroidal axis becomes equal to the tensile strength of the concrete. Because the major portion of the principal tensile stress results from shear, the Code safeguards against tension failure by limiting the permissible shear at the centroidal axis as calculated from the equation for a section of homogeneous material:

يتطلب القص في الخرسانة العادية اعتبار عدم وجود تشقق في المقطع . يكون فشل القص في الخرسانة العادية عبارة عن فشل شد كخط مائل ، يحدث عندما يصبح ضغط الشد الرئيسي بالقرب من المحور المركزي يساوي مقاومة الشد للخرسانة. نظراً لأن الجزء الرئيسي من إجهاد الشد الرئيسي ناتج عن القص ، فإن الكود يحمي من فشل الشد المائل عن طريق الحد من القص المسموح به في المحور المركزي ، كما يتم حسابه من المعادلة في قسم المواد المتجانسة:

CODE

الكود

14.5.6 Bearing

14.5.6 التحميل

14.5.6.1 B_n shall be calculated in accordance with Table 14.5.6.1

14.5.6.1 B_n يحسب وفقاً للجدول 14.5.6.1

Table 14.5.6.1—Nominal bearing strength

Relative geometric conditions		B_n	
Supporting surface is wider on all sides than the loaded area	Lesser of:	$\sqrt{A_2/A_1} (0.85 f'_c A_1)$	(a)
		$2(0.85 f'_c A_1)$	(b)
Other		$0.85 f'_c A_1$	(c)

جدول 14.5.6.1 – مقاومة التحميل الاسمية

14.6—Reinforcement detailing

14.6 - تفاصيل التسليح

14.6.1 At least two No. 16 bars shall be provided around all window and door openings. Such bars shall extend at least 600 mm. beyond the corners of openings.

14.6.1 يتم توفير سيخين على الأقل رقم 16 حول جميع فتحات النوافذ والأبواب. يجب أن تمتد هذه الاسياخ على الأقل 600 mm خارج زوايا الفتحات.

CHAPTER 15—BEAM-COLUMN AND SLAB- COLUMN JOINTS

الفصل 15 – مفاصل عمود – كمرة وعمود - بلاطة

15.1—Scope

15.1 المجال

15.1.1 This chapter shall apply to the design and detailing of cast-in-place beam-column and slab-column joints.

15.1.1 ينطبق هذا الفصل على تصميم وتفصيل مفاصل عمود - كمرة وعمود - بلاطة مصبوبة في الموقع.

COMMENTARY

التعليق

$$v = VQ/Ib$$

where v and V are the shear stress and shear force, respectively, at the section considered; Q is the statical moment of the area above or below the centroid of the gross section calculated about the centroidal axis; I is the moment of inertia of the gross section; and b is the section width where shear stress is being calculated.

حيث v و V هما إجهاد القص وقوة القص، على التوالي، في القسم المعنون؛ Q هي العزم الاستاتيكي للمنطقة فوق أو أسفل النقطة الوسطى من المقطع الإجمالي محسوبة حول المحور المركزي؛ I عزم القصور في المقطع الإجمالي. و b هو عرض المقطع الذي يتم فيه حساب إجهاد القص.

R15—BEAM-COLUMN AND SLAB- COLUMN JOINTS

الفصل 15 - مفاصل عمود – كمرة وعمود - بلاطة

15.2—General

15.2.2 If gravity load, wind, earthquake, or other lateral forces cause transfer of moment at beam-column or slab-column joints, the shear resulting from moment transfer shall be considered in the design of the joint.

15.2 عام

15.2.2 إذا تسبب الحمل الرأسى أو الرياح أو الزلزال أو أي قوى جانبية أخرى في نقل العزوم عند مفاصل عمود - كمرّة وعمود - بلاطة ، فيجب النظر في القص الناتج عن انتقال العزم في تصميم المفصل.

15.2.3 Beam-column and slab-column joints that transfer moment to columns shall satisfy the detailing provisions in 15.4. Beam-column joints within special moment frames, slab-column joints within intermediate moment frames, and beam-column and slab-column joints in frames not designated as part of the seismic-force-resisting systems in structures assigned to Seismic Design Categories D, E, or F, shall satisfy **Chapter 18**.

15.2.3 يجب أن تستوفي مفاصل عمود - كمرّة وعمود - بلاطة التي تنقل العزم إلى الأعمدة الاحكام التفصيلية في 15.4. مفاصل عمود- كمرّة ضمن إطارات العزم الخاص، مفاصل عمود- بلاطة ضمن إطارات عزم متوسط، ومفاصل عمود كمرّة وعمود بلاطة في إطارات غير مخصصة كجزء من أنظمة مقاومة القوة الزلزالية في الهياكل المخصصة لفئات التصميم الزلزالي D، E، أو F، يجب أن تستوفي الفصل 18.

15.2.4 A beam-column joint shall be considered to be restrained if the joint is laterally supported on four sides by beams of approximately equal depth.

15.2.4 يجب اعتبار مفصل عمود - كمرّة مقيدة إذا تم دعم المفصل بشكل جانبي من أربعة جوانب بواسطة كمرات ذات عمق متساوي تقريباً.

15.2.5 A slab-column joint shall be considered to be restrained if the joint is laterally supported on four sides by the slab.

15.2.5 يجب اعتبار أن المفصل عمود - بلاطة مقيد إذا كان المفصل مدعم جانبياً من أربعة جوانب بواسطة البلاطة.

R15.2—General

Tests (Hanson and Conner 1967) have shown that the joint region of a beam-to-column connection in the interior of a building does not require shear reinforcement if the joint is laterally supported on four sides by beams of approximately equal depth. However, joints that are not restrained in this manner, such as at the exterior of a building, require shear reinforcement to prevent deterioration due to shear cracking (ACI 352R). These joints may also require transverse reinforcement to prevent buckling of longitudinal column reinforcement. For regions where strong earthquakes may occur, joints may be required to withstand several reversals of loading that develop the flexural strength of the adjoining beams. **Chapter 18** provides requirements for earthquake resistant structures.

R15.2 العام

أظهرت الاختبارات (هانسون وكونر 1967) أن المنطقة المشتركة من مفصل من عمود إلى عمود في الجزء الداخلي من المبنى لا تتطلب تسليح القص إذا كان المفصل مدعوماً بشكل جانبي من أربعة جوانب بواسطة كمرّة ذات عمق متساو تقريباً. ومع ذلك، تتطلب المفاصل التي لا يتم ضبطها بهذه الطريقة، كما هو الحال في الجزء الخارجي من المبنى، تسليح القص لمنع الانهيار بسبب تشققات القص (ACI 352R). قد تتطلب هذه المفاصل أيضاً تسليحاً عرضياً لمنع زيادة الانبعاج العمود الطولي. بالنسبة للمناطق التي قد تحدث فيها زلازل قوية، قد تكون هناك حاجة إلى المفاصل لتحمل العديد من انعكاسات التحميل التي تطور مقاومة الانتثناء للكمرة المجاورة. الفصل 18 يوفر متطلبات للهياكل المقاومة للزلازل.

CODE

الكود

15.3—Transfer of column axial force through the floor system

15.3.1 If f_c' of a column is greater than 1.4 times that of the floor system, transmission of axial force through the floor system shall be in accordance with (a), (b), or (c): (a) Concrete of compressive strength specified for the column shall be placed in the floor at the column location. Column concrete shall extend outward at least 2 ft into the floor slab from face of column for the full depth of the slab and be integrated with floor concrete. (b) Design strength of a column through a floor system shall be calculated using the lower value of concrete strength with vertical dowels and spirals as required to achieve adequate strength. (c) For beam-column and slab-column joints that are restrained in accordance with 15.2.4 or 15.2.5, respectively, it shall be permitted to calculate the design strength of the column on an assumed concrete strength in the column joint equal to 75 percent of column concrete strength plus 35 percent of floor concrete strength, where the value of column concrete strength shall not exceed 2.5 times the floor concrete strength.

15.3 - نقل القوة المحورية للعمود عبر نظام الأرضية

15.3.1 إذا كان f_c ' لعمود أكبر من 1.4 مرة من عمود نظام الأرضية، ونقل القوة المحورية من خلال نظام الأرضية يجب أن يكون النظام وفقاً لـ (أ) أو (ب) أو (ج): (أ) توضع خرسانة مقاومة للضغط المحددة للعمود في الأرضية في موقع العمود. يجب أن تمتد خرسانة الأعمدة إلى الخارج على الأقل 2 قدم في بلاطة الأرضية من وجه العمود للعمق الكامل للبلاطة وأن تكون متكاملة مع خرسانة الأرضية. (ب) يتم حساب المقاومة التصميمية للعمود من خلال نظام الأرضية باستخدام أقل قيمة للمقاومة الخرسانية مع الإشارات الرأسية والحرزونية حسب المطلوب لتحقيق المقاومة الكافية. (ج) بالنسبة لمفاصل عمود كمرّة وعمود بلاطة المقيدة طبقاً للفقرة 15.2.4 أو 15.2.5، على التوالي، يُسمح بحساب المقاومة التصميمية للعمود على مقاومة خرسانية مفترضة في مفاصل العمود إلى 75 في المائة من المقاومة الخرسانية للعمود بالإضافة إلى 35 في المائة من المقاومة الخرسانية للأرضية، حيث لا تتجاوز المقاومة الخرسانية للعمود 2.5 مرة من المقاومة الخرسانية للأرضية.

COMMENTARY

التعليق

R15.3—Transfer of column axial force through the floor system

The requirements of this section consider the effect of floor concrete strength on column axial strength (Bianchini et al. 1960). Where the column concrete strength does not exceed the floor concrete strength by more than 40 percent, no special provisions are required. For higher column concrete strengths, methods in 15.3.1(a) or 15.3.1(b) can be used for corner or edge columns. Methods in 15.3.1(a), (b), or (c) can be used for interior columns with adequate restraint on all four sides. The requirements of 15.3.1(a) locate the interface between column and floor concrete at least 600 mm into the floor. Application of the concrete placement procedure described in 15.3.1(a) requires the placing of two different concrete mixtures in the floor system. The lower-strength mixture should be placed while the higher-strength concrete is still plastic and should be adequately vibrated to ensure the concretes are well integrated. It is important that the higher-strength concrete in the floor region around the column be placed before the lower-strength concrete in the remainder of the floor to prevent accidental placing of the lower-strength concrete in the column area.

As required in Chapter 26, it is the responsibility of the licensed design professional to indicate on the construction documents where the higher and lower-strength concretes are to be placed. Research (Ospina and Alexander 1998) has shown that heavily loaded slabs do not provide as much confinement as lightly loaded slabs when ratios of column concrete strength to slab concrete strength exceed approximately 2.5. Consequently, a limit is placed on the concrete strength ratio assumed in design in 15.3.1(c).

15.3 - نقل القوة المحورية للعمود عبر نظام الأرضية

تتناول متطلبات هذا القسم تأثير مقاومة الخرسانة الأرضية على قوة العمود المحورية (Bianchini et al. 1960). وحيث لا تتجاوز قوة خرسانة الأعمدة قوة الخرسانة الأرضية بأكثر من 40 في المائة، لا يلزم وجود أحكام خاصة. بالنسبة إلى نقاط قوة الخرسانة الأعلى في العمود، يمكن استخدام الطرق في 15.3.1 (أ) أو 15.3.1 (ب) لأعمدة الركن أو الحافة. يمكن استخدام الطرق الواردة في 15.3.1 (أ) أو (ب) أو (ج) للأعمدة الداخلية مع ضبط ملانم في جميع الجوانب الأربعة. متطلبات 15.3.1 (أ) تحديد موقع الواجهة بين العمود والخرسانة الأرضية على الأقل 600 mm في الأرض. يتطلب تطبيق إجراء الصب الموقعي للخرسانة الموصوف في 15.3.1 (أ) وضع الخلطة الخرسانية مختلفة في نظام الأرضية. يجب أن يوضع الخليط ذو القوة المنخفضة في حين أن الخرسانة ذات القوة الأعلى لا تزال مرنة ويجب أن تهتز بشكل كاف لضمان دمج الخرسانة بشكل جيد. من المهم وضع الخرسانة عالية القوة في المنطقة الأرضية حول العمود قبل الخرسانة ذات القوة المنخفضة في الجزء المتبقي من الأرض لمنع وضع العارضة السفلية منخفضة المقاومة في منطقة العمود.

كما هو مطلوب في الفصل 26، تقع على عاتق أخصائي التصميم المرخص للإشارة إلى وثائق البناء حيث يتم وضع خرسانة أعلى وأقل مقاومة. وقد أظهرت الأبحاث (Ospina و Alexander 1998) أن البلاطات المحملة بشكل كبير لا توفر القدر الأكبر من الحجز مثل البلاطات التي يتم تحميلها بشكل خفيف عندما تتجاوز نسب قوة خرسانة الأعمدة إلى البلاطة الخرسانة حوالي 2.5. وبالتالي، يتم وضع حد على نسبة مقاومة الخرسانة المفترض في التصميم في 15.3.1(c).

CODE

الكود

15.4—Detailing of joints

15.4 - تفاصيل المفاصل

15.4.1 Beam-column and slab-column joints that are restrained in accordance with 15.2.4 or 15.2.5, respectively, and are not part of a seismic-force-resisting system need not satisfy the provisions for transverse reinforcement of 15.4.2.

1 لا تحتاج مفاصل عمود - كمرة وعمود - بلاطة المقيدة طبقاً لـ 15.2.4 أو 15.2.5، على التوالي، وهي ليست جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية، إلى استيفاء شروط التسليح العرضي 15.4.2.

15.4.2 The area of all legs of transverse reinforcement in each principal direction of beam-column and slab-column joints shall be at least the greater of (a) and (b):

15.4.2. 15.4 يجب أن تكون مساحة جميع أرجل التسليح العرضي في كل اتجاه رئيسي لمفاصل عمود - كمرة وعمود - بلاطة أكبر على الأقل من (أ) و (ب):

$$(a) 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_{yt}}$$

$$(b) 0.35 \frac{bs}{f_{yt}}$$

where b is the dimension of the column section perpendicular to the direction under consideration.

حيث b هو بعد مقطع العمود المتعامد في الاتجاه المأخوذ في الاعتبار.

15.4.3 If longitudinal beam or column reinforcement is spliced or terminated in a joint, closed transverse reinforcement in accordance with 10.7.6 shall be provided in the joint, unless the joint region is restrained in accordance with 15.2.4 or 15.2.5.

15.4.3 إذا تم تسليح الكمرة طولياً أو عمود أو إنهاؤه في مفصل مشترك، يتم توفير التسليح العرضي المغلق وفقاً لـ 10.7.6 في المفصل، ما لم يتم تقييد منطقة المفصل وفقاً لـ 15.2.4 أو 15.2.5.

15.4.4 Development of longitudinal reinforcement terminating in the joint shall be in accordance with 25.4.

15.4.4 يجب أن يكون التسليح الطولي الذي ينتهي في المفصل وفقاً لـ 25.4.

R15.4—Detailing of joints

R15.4 - تفاصيل المفاصل

R15.4.1 Connection details should be arranged to minimize the potential for cracking due to restrained creep, shrinkage, and temperature movements. The Precast/ Prestressed Concrete Institute (MNL 123) provides information on recommended connection details for precast concrete structures.

R15.4.1 يجب أن يتم ترتيب تفاصيل الوصلات لتقليل احتمالية التشقق بسبب الزحف المقيدة، الانكماش، وحركات درجة الحرارة. يوفر معهد الخرسانة مسبقة الصب / مسبقة الإجهاد (MNL 123) معلومات عن تفاصيل الوصلات الموصى بها لهياكل الخرسانة سابقة الصب.

R15.4.3 Unless the joint is restrained on four sides by beams or the slab, reinforcement is required such that the flexural strength can be developed and maintained under repeated loadings (Hanson and Conner 1967; ACI 352R).

R15.4.3 ما لم يتم تقييد المفصل من أربعة جوانب بواسطة كمرة أو البلاطة، يلزم التسليح بحيث يمكن تثبيت قوة الانثناء والمحافظة عليها تحت عمليات تحميل متكررة (Hanson and Conner 1967; ACI 352R).

CODE

الكود

CHAPTER 16—CONNECTIONS BETWEEN MEMBERS

الفصل 16 – الوصلات بين العناصر

16.1—Scope

16.1 المجال

16.1.1 This chapter shall apply to the design of joints and connections at the intersection of concrete members and for load transfer between concrete surfaces, including (a) through (d):

- (a) Connections of precast members
- (b) Connections between foundations and either cast-in place or precast members
- (c) Horizontal shear strength of composite concrete flexural members
- (d) Brackets and corbels

16.1.1 ينطبق هذا الفصل على تصميم المفاصل والوصلات عند تقاطع العناصر الخرسانية ونقل الحمولة بين السطوح الخرسانية، بما في ذلك (أ) إلى (د):

- (أ) وصلات العناصر مسبقة الصب
- (ب) الوصلات بين الأساسات والعناصر المصبوبة في الموقع أو مسبقة الصب
- (ج) مقاومة القص الأفقية لعناصر الانحناء الخرسانية المركبة
- (د) الأقواس والكراسي

16.2—Connections of precast members

16.2.1 General

16.2 - الوصلات للعناصر مسبقة الصب

16.2.1 عام

16.2.1.1 Transfer of forces by means of grouted joints, shear keys, bearing, anchors, mechanical connectors, steel reinforcement, reinforced topping, or a combination of these, shall be permitted.

16.2.1.1 ، يجب أن يسمح بنقل القوى عن طريق الوصلات الجاسنة، أو مفاتيح القص، أو التحميل، أو المسامير، أو الوصلات الميكانيكية، أو حديد التسليح، أو الطبقة المسلحة، أو مزيج من هذه.

16.2.1.2 Adequacy of connections shall be verified by analysis or test.

16.2.1.2 يجب التحقق من كفاءة الوصلات عن طريق التحليل أو الاختبار.

16.2.1.3 Connection details that rely solely on friction caused by gravity loads shall not be permitted.

16.2.1.3 لا يسمح باستخدام تفاصيل الوصلة التي تعتمد فقط على الاحتكاك الناتج عن الأحمال الرأسية.

COMMENTARY

التعليق

R16—CONNECTIONS BETWEEN MEMBERS

R16 - الوصلات بين العناصر

R16.2—Connections of precast members

R16.2.1 General—Connection details should be arranged to minimize the potential for cracking due to restrained creep, shrinkage, and temperature movements. The Precast/Prestressed Concrete Institute (MNL 123) provides information on recommended connection details for precast concrete structures.

R16.2 - الوصلات للعناصر مسبقة الصب

R16.2.1 عام - ينبغي ترتيب تفاصيل الوصلات لتقليل احتمال التشقق بسبب الزحف المقيد والانكماش ودرجة الحرارة. يوفر معهد الخرسانة سابقة الصب / مسبقة الإجهاد (MNL 123) معلومات عن تفاصيل الوصلات الموصى بها لهياكل الخرسانة سابقة الصب.

R16.2.1.1 If two or more connection methods are used to satisfy the requirements for force transfer, their individual load-deformation characteristics should be considered to confirm that the mechanisms work together as intended.

16.1.1.1 إذا استخدمت اثنتين أو أكثر للوصلات لتلبية متطلبات نقل القوة، ينبغي النظر في خصائص تشوه الحمولة الفردية الخاصة بها للتأكد من أن الآليات تعمل معاً على النحو المنشود.

CODE

الكود

16.2.1.4 Connections, and regions of members adjacent to connections, shall be designed to resist forces and accommodate deformations due to all load effects in the precast structural system.

16.2.1.4 يجب أن تكون الوصلات ، ومناطق العناصر المجاورة للوصلات ، مصممة لمقاومة القوى واستيعاب التشوهات الناجمة عن جميع تأثيرات الحمولة في النظام الإنشائي مسبق الصب.

16.2.1.5 Design of connections shall consider structural effects of restraint of volume change in accordance with 5.3.6.

16.2.1.5 يجب أن يتم الأخذ في الاعتبار تصميم الوصلات في التأثيرات الإنشائية لتقييد تغير الحجم وفقاً لـ 5.3.6.

16.2.1.6 Design of connections shall consider the effects of tolerances specified for fabrication and erection of precast members.

16.2.1.6 يجب أن يتم الأخذ في الاعتبار تصميم الوصلات في تأثيرات التفاوتات المحددة لتصنيع وتركيب العناصر مسبقة الصب.

16.2.1.7 Design of a connection with multiple components shall consider the differences in stiffness, strength, and ductility of the components.

16.2.1.7 يجب أن يتم الأخذ في الاعتبار تصميم الوصلات مع العناصر المتعددة و الاختلافات في الجساءة والمقاومة والليونة للمكونات.

16.2.1.8 Integrity ties shall be provided in the vertical, longitudinal, and transverse directions and around the perimeter of a structure in accordance with 16.2.4 or 16.2.5.

16.2.1.8 يجب توفير كانات متكاملة في الاتجاهين الرأسي والطولي والعرضي وحول محيط الهيكل طبقاً لـ 16.2.4 أو 16.2.5.

COMMENTARY

التعليق

R16.2.1.4 The structural behavior of precast members may differ substantially from that of similar members that are cast-in-place. Design of connections to minimize or transmit forces due to shrinkage, creep, temperature change, elastic deformation, differential settlement, wind, and earthquake require particular consideration in precast construction.

R16.2.1.4 قد يختلف السلوك الهيكلي للأعضاء المسبق الصب اختلافاً عن سلوك الأعضاء المماثلين الذين يتم صبهم في الموقع. يتطلب تصميم الوصلات لتقليل أو نقل القوى بسبب الانكماش والزحف وتغير درجات الحرارة والتشوه المرن والتهوية التفاضلية والرياح والزلازل اعتباراً خاصاً في البناء المسبق الصب .

R16.2.1.5 Connections should be designed to either permit the displacements or resist the forces induced by lack of fit, volume changes caused by shrinkage, creep, thermal, and other environmental effects. Connections intended to resist the forces should do so without loss of strength.

R16.2.1.5 يجب تصميم الوصلات بحيث تسمح بإزاحة أو مقاومة القوى التي يحدثها النقص في التغيرات ، وحجم التغيرات الناتجة عن الانكماش ، والزحف ، والحرارة ، وغيرها من التأثيرات البيئية. يجب أن تقوم الوصلات التي بمقاومة القوى بذلك دون فقدان القوة.

Restraint assumptions should be consistent in all interconnected members. There are also cases in which the intended force may be in one direction, but it may affect the strength of the connection in another. For example, shrinkage-induced longitudinal tension in a precast beam may affect the vertical shear strength on the corbel supporting it.

. ينبغي أن تكون افتراضات عائق متسقة في جميع العناصر المترابطين هناك أيضاً حالات تكون فيها القوة المقصودة في اتجاه واحد ، ولكنها قد تؤثر على قوة الوصلات في اتجاه آخر. على سبيل المثال ، قد يؤثر الشد الطولي الناتج عن الانكماش في كمر مسبق الصب على مقاومة القص العمودية على corbel الذي يدعمها.

R16.2.1.6 Refer to R26.9.1(a).

R16.2.1.6 يرجى الرجوع إلى R26.9.1(a)

R16.2.1.8 PCI Building Code Committee (1986) provides recommendations for minimum integrity ties for precast concrete bearing wall buildings

تُعد لجنة الكود البناء (1986) (PCI) توصي بتقديم توصيات حول الحد الأدنى من كانات متكاملة لمباني الجدار المسبق الصب

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

16.2.2 Required strength

16.2.2.1 Required strength of connections and adjacent regions shall be calculated in accordance with the factored load combinations in **Chapter 5**.

16.2.2 القوة المطلوبة
16.2.2.1 تحسب القوة المطلوبة للوصلات والمناطق المتجاورة وفقاً لتراكيب الأحمال المصعدة في الفصل 5.

16.2.2.2 Required strength of connections and adjacent regions shall be calculated in accordance with the analysis procedures in **Chapter 6**.

16.2.2.2 تحسب القوة المطلوبة للوصلات والمناطق المتجاورة وفقاً لإجراءات التحليل الواردة في الفصل 6.

16.2.3 Design strength

16.2.3.1 For each applicable load combination, design strengths of precast member connections shall satisfy

16.2.3 المقاومة التصميمية
16.2.3.1 بالنسبة لكل تركيبة حمولة مطبقة، يجب أن تستوفي المقاومة التصميمية لوصلات العناصر مسبقة الصب.

$$\phi S_n \geq U \quad (16.2.3.1)$$

16.2.3.2 ϕ shall be determined in accordance with 21.2.

16.2.3.2 ϕ يتم تحديدها وفقاً لـ 21.2.

16.2.3.3 At the contact surface between supported and supporting members, or between a supported or supporting member and an intermediate bearing element, nominal bearing strength for concrete surfaces, B_n , shall be calculated in accordance with 22.8. B_n shall be the lesser of the nominal concrete bearing strengths for the supported or supporting member surface, and shall not exceed the strength of intermediate bearing elements, if present.

16.2.3.3 عند سطح التلامس بين العناصر المدعومة والداعمة، أو بين عنصر مدعوم أو داعم وعنصر التحميل المتوسط، تحسب مقاومة التحميل الاسمية للأسطح الخرسانية، B_n ، طبقاً لـ 22.8. يجب أن يكون B_n أقل من مقاومة التحميل الخرسانية الاسمية لسطح العضو المدعوم أو الداعم، ويجب ألا يتجاوز مقاومة عناصر التحميل المتوسط، إن وجدت.

16.2.3.4 If shear is the primary result of imposed loading and shear transfer occurs across a given plane, it shall be permitted to calculate V_n in accordance with the shear-friction provisions in 22.9.

16.2.3.4 إذا كان القص هو النتيجة الرئيسية للتحميل المفروض ويتم نقل القص عبر مستوى معين، فيسمح بحساب V_n وفقاً لأحكام احتكاك القص في 22.9.

CODE

الكود

16.2.4 Minimum connection strength and integrity tie requirements

16.2.4 أقل متطلبات لمقاومة الوصلة والكانات المتكاملة

16.2.4.1 Except where the provisions of 16.2.5 govern, longitudinal and transverse integrity ties shall connect precast members to a lateral-force-resisting system, and vertical integrity ties shall be provided in accordance with 16.2.4.3 to connect adjacent floor and roof levels.

16.2.4.1 باستثناء الحالات التي تحكم أحكام 16.2.5، يجب أن وصل الكانات الطولية والعرضية المتكاملة بين عناصر مسبقة الصب ونظام مقاومة القوة الجانبية، ويتم توفير كانات متكاملة رأسية وفقاً لـ 16.2.4.3 لوصل الأرضية ومستويات الاسقف المتجاورة.

16.2.4.2 Where precast members form floor or roof diaphragms, the connections between the diaphragm and those members being laterally supported by the diaphragm shall have a nominal tensile strength of not less than 4.4 kN per linear m.

16.2.4.2 في حالة تشكيل عناصر مسبقة الصب للأغشية الانشائية للأرضية أو السقف، يجب أن تكون للوصلات بين الغشاء الانشائي وتلك العناصر المدعومة أفقياً بواسطة الغشاء الانشائي مقاومة شد اسمية لا تقل عن 4.4 kN لكل m طولي.

16.2.4.3 Vertical integrity ties shall be provided at horizontal joints between all vertical precast structural members, except cladding, and shall satisfy (a) or (b):

16.2.4.3 يجب توفير كانات متكاملة رأسية في المفاصل الأفقية بين جميع العناصر الانشائية الرأسية مسبقة الصب، باستثناء التغطية، ويجب أن تستوفي (أ) أو (ب):

(a) Connections between precast columns shall have vertical integrity ties, with a nominal tensile strength of at least $1.4A_g N$, where A_g is the gross area of the column. For columns with a larger cross section than required by consideration of loading, a reduced effective area based on the cross section required shall be permitted. The reduced effective area shall be at least one-half the gross area of the column.

(أ) يجب أن تكون للوصلات بين الأعمدة مسبقة الصب كانات متكاملة رأسية، مع مقاومة شد اسمية لا تقل عن $1.5A_g N$ ، حيث تكون A_g هي المساحة الكلية للعمود. بالنسبة للأعمدة ذات المقطع العرضي الأكبر من المطلوب عند النظر في التحميل، يجب السماح بمساحة فعالة مخفضة بناءً على المقطع العرضي المطلوب. يجب أن تكون المساحة الفعالة المخفضة على الأقل نصف المساحة الكلية للعمود.

COMMENTARY

التعليق

R16.2.4 Minimum connection strength and integrity tie requirements

R16.2.4 أقل متطلبات لمقاومة الوصلة والكانات المتكاملة

R16.2.4.1 It is not intended that these minimum requirements supersede other applicable provisions of the Code for design of precast concrete structures.

The overall integrity of a structure can be substantially enhanced by minor changes in the amount, location, and detailing of member reinforcement and in the detailing of connection hardware. The integrity ties should constitute a complete load path, and load transfers along that load path should be as direct as possible. Eccentricity of the load path, especially within any connection, should be minimized.

التوصية 16.2.4.1 ليس من المقصود أن تحل هذه المتطلبات الدنيا محل الأحكام الأخرى السارية في القانون لتصميم هياكل خرسانية مسبقة الصب. يمكن تعزيز التكامل العام للهيكل بشكل كبير من خلال التغييرات الطفيفة في كمية وموقع وتفاصيل التسليح للعناصر وفي تفاصيل أجهزة الوصلات. يجب أن تشكل الكانات المتكاملة مسار تحميل كامل، ويجب أن تكون عمليات نقل التحميلات على طول مسار التحميل مباشرة قدر الإمكان. يجب أن يكون عدم انتظام مسار التحميل، خاصة في أي وصلة، هو الحد الأدنى

R16.2.4.2 The connection between the diaphragm and the member laterally supported by the diaphragm may be direct or indirect. For example, a column may be connected directly to the diaphragm, or it may be connected to a spandrel beam, which is connected to the diaphragm.

R16.2.4.2 قد يكون الارتباط بين الأغشية الانشائية والعنصر المدعوم أفقياً من الأغشية الانشائية هو الوصلات المباشرة أو غير المباشرة. على سبيل المثال، قد يكون أحد الأعمدة متصلاً مباشرة بالغشاء، أو قد يكون متصلاً بكمرة دائرية، متصلة بالغشاء الانشائي.

R16.2.4.3 Base connections and connections at horizontal joints in precast columns and wall panels, including shear walls, are designed to transfer all design forces and moments.

The minimum integrity tie requirements of this provision are not additive to these design requirements. Common practice is to place the wall integrity ties symmetrically about the vertical centerline of the wall panel and within the outer quarters of the panel width, wherever possible

تم وصل المفاصل القاعدة والوصلات في المفاصل الأفقية في الأعمدة المسبقة الصب وبلاطات الحائط، بما في ذلك جدران القص، لتحويل جميع قوى التصميم والعزوم. الحد الأدنى لمتطلبات ترابط التكامل لهذا البند ليس مضافاً إلى متطلبات التصميم هذه. وتتمثل الممارسة الشائعة في وضع روابط تكامل الجدار بشكل متناظر حول الخط المركزي العمودي لبلاطة الجدار وداخل الأجزاء الخارجية لعرض البلاطة، كلما أمكن ذلك

CODE

الكود

(b) Connections between precast wall panels shall have at least two vertical integrity ties, with a nominal tensile strength of at least 400 N per tie.

(ب) يجب أن يكون للوصلات بين بلاطات الجدران مسبقة الصب ما لا يقل عن اثنين من الكانات المتكاملة الرأسية، مع مقاومة شد اسمية لا تقل عن 400 N لكل كانة.

16.2.5 Integrity tie requirements for precast concrete bearing wall structures three stories or more in height

16.2.5 متطلبات الكانات المتكاملة لهياكل التحميل للجدران الخرسانية مسبقة الصب بثلاث طوابق أو أكثر في الارتفاع

COMMENTARY

التعليق

R16.2.5 Integrity tie requirements for precast concrete bearing wall structures three stories or more in height— Section 16.2.4 gives requirements for integrity ties that apply to all precast concrete structures. The specific requirements in this section apply only to precast concrete bearing wall structures with three or more stories, often called large panel structures. If the requirements of this section conflict with the requirements of 16.2.4, the requirements in this section control.

توصيات **R16.2.5** متطلبات الكانات المتكاملة بين هياكل الحائط الخرساني المسبق المسبق ثلاثة قواعد أو أكثر في الارتفاع - يعطي القسم ١٦,٢,٤ متطلبات كانات متكاملة التي تنطبق على جميع الهياكل الخرسانية المقبولة. تنطبق المتطلبات المحددة في هذا القسم فقط على تراكيب الحوائط الحاملة للخرسانة مسبقة الصب مع ثلاث قواعد أو أكثر ، غالباً ما تسمى هياكل لوحة كبيرة. إذا تعارضت متطلبات هذا القسم مع متطلبات 16.2.4 ، تتحكم المتطلبات في هذا القسم.

These minimum provisions for structural integrity ties in large panel bearing wall structures are intended to provide catenary hanger support in case of loss of a bearing wall support (Portland Cement Association 1980). Tie requirements calculated for specific load effects may exceed these minimum provisions. The minimum integrity tie requirements are illustrated in Fig. R16.2.5, and are based on PCI's recommendations for design of precast concrete bearing wall buildings (PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings 1976). Integrity tie strength is based on yield strength. The PCI Building Code Committee (1986) provides a recommendation for minimum integrity ties for precast concrete bearing wall buildings.

المقصود من هذه الشروط الدنيا للروابط التكاملية الهيكلية في الهياكل الكبيرة للحائط الموصّل للبلاطة ، هو توفير الدعم على مستوى المعلق في حالة فقدان دعامة الجدار الحامل (اتحاد بورتلاند للأسمنت 1980). قد تتجاوز متطلبات التعادل المحسوبة لتأثيرات حمولة محددة هذه الحدود الدنيا. تم توضيح الحد الأدنى لمتطلبات التعادل في الشكل رقم R16.2.5 ، وتستند إلى توصيات PCI لتصميم مباني حائط خرسانية مسبقة الصب (PCI Committee on Building Concrete Concrete Bearearing Wall Buildings 1976). تعتمد قوة التعادل على القوة الخضوع. تقدم لجنة كود البناء (1986) (PCI) توصية بشأن الحد الأدنى لعلاقات التكامل لمباني الجدران التي تحمل الخرسانة سابقة الصب.

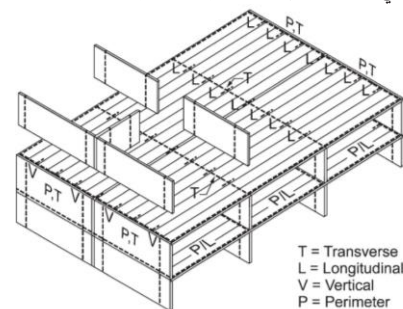


FIG. R16.2.5 Minimum integrity tie requirements for precast concrete bearing wall structures

CODE

الكود

16.2.5.1 Integrity ties in floor and roof systems shall satisfy (a) through (f):

16.2.5.1 يجب أن تستوفي الكانات المتكاملة في أنظمة الأرضيات والسقف (أ) خلال (و):

(a) Longitudinal and transverse integrity ties shall be provided in floor and roof systems to provide a nominal tensile strength of at least 22 N per foot of width or length.

(أ) يجب توفير كانات متكاملة طولية وعرضية في أنظمة الأرضية والسقف لتوفير مقاومة شد اسمية لا تقل عن 22 N لكل m من العرض أو الطول.

(b) Longitudinal and transverse integrity ties shall be provided over interior wall supports and between the floor or roof system and exterior walls.

(ب) يجب توفير كانات متكاملة طولية وعرضية على ركائز الجدار الداخلية وبين نظام الأرضية أو السقف والجدران الخارجية.

(c) Longitudinal and transverse integrity ties shall be positioned in or within 2 ft of the plane of the floor or roof system.

(ج) يجب وضع كانات متكاملة طولية وعرضية في أو داخل قدمين من مستوى أو نظام الأرضية أو السقف.

(d) Longitudinal integrity ties shall be oriented parallel to floor or roof slab spans and shall be spaced not greater than 3 m on center. Provisions shall be made to transfer forces around openings.

(د) يجب أن يكون توجه الكانات المتكاملة الطولية بالتوازي مع بحور بلاطة الأرضية أو السقف وتتراوح مسافاتهما عن 3 m في المركز. يجب اتخاذ الترتيبات لنقل القوى حول الفتحات.

(e) Transverse integrity ties shall be oriented perpendicular to floor or roof slab spans and shall be spaced not greater than the bearing wall spacing.

(هـ) يجب أن تكون الكانات المتكاملة العرضية موجهة بشكل متعامد مع بحور بلاطة الأرضية أو السقف، ويكون التباعد لا يزيد عن التباعد لجدران التحميل.

(f) Integrity ties at the perimeter of each floor and roof, within 1.2 m of the edge, shall provide a nominal tensile strength of at least 71 N.

(و) يجب أن توفر الكانات المتكاملة في محيط كل طابق وسقف، على بعد 1.2 m من الحافة، مقاومة شد اسمية لا تقل عن 71 N.

16.2.5.2 Vertical integrity ties shall satisfy (a) through (c):

(a) Integrity ties shall be provided in all wall panels and shall be continuous over the height of the building.

(b) Integrity ties shall provide a nominal tensile strength of at least 44 KN per horizontal foot of wall.

(c) At least two integrity ties shall be provided in each wall panel.

16.2.5.2 يجب أن تستوفي الكانات المتكاملة الرأسية من (أ) إلى (ج):
(أ) يجب توفير كانات متكاملة في جميع بلاطات الجدران وتكون مستمرة على ارتفاع المبنى.

(ب) يجب أن توفر الكانات المتكاملة مقاومة شد اسمية لا تقل عن 44 KN لكل m أفقي للجدار.

(ج) يجب توفير كاتنتين متكاملة على الأقل في كل بلاطة جدار.

COMMENTARY

التعليق

R16.2.5.1(a) Longitudinal integrity ties may project from slabs and be lap spliced, welded, mechanically connected, or embedded in grout joints with sufficient length and cover to develop the required force. Bond length for nonprestressed, bonded prestressing reinforcement, if used, should be sufficient to develop the yield strength (Salmons and McCrate 1977).

R.1.16-14 (أ) يمكن أن تستقر الكانات التكاملية الطولية من البلاطة وأن تكون مترابطة أو ملحومة أو متصلة ميكانيكياً أو مدمجة في مفاصل الحشو بكمية وغطاء كافيين لتكوين القوة المطلوبة. يجب أن يكون طول السند لتدعيم الإجهاد المسبق و غير مسبق الإجهاد، إذا تم استخدامه، كافياً لتنمية مقاومة الخضوع (Salmons and McCrate 1977).

R16.2.5.1(c) It is not uncommon to have integrity ties positioned in the walls reasonably close to the plane of the floor or roof system.

16.1-2 ٥,٥,١ (ج) ليس من غير المألوف أن تكون هناك كانات متكاملة موضوعة في الجدران قريبة بشكل معقول من مستوى سطح الأرض أو نظام السقف.

R16.2.5.1(e) Transverse integrity ties may be uniformly spaced and either encased in the panels or in a topping, or they may be concentrated at the transverse bearing walls.

R16.2.5.1 (e • يمكن أن تكون وصلات الكانات العرضية متساوية التباعد وتكون إما مغلقة في البلاطات أو في القمة ، أو قد تكون مركزة في الجدران الحامل المستعرضة.

R16.2.5.1(f) The perimeter integrity tie requirements need not be additive with the longitudinal and transverse integrity tie requirements.

R.1.16-14 و (و) لا يلزم أن تكون متطلبات كانات الترابط المحيطة مضافة مع متطلبات الكانات المتكاملة الطولية والعرضية.

CODE الكود

16.2.6 Minimum dimensions at bearing connections

16.2.6 أقل أبعاد لوصلات التحميل

16.2.6.1 Dimensions of bearing connections shall satisfy 16.2.6.2 or 16.2.6.3 unless shown by analysis or test that lesser dimensions will not impair performance.

16.2.6.1 يجب أن نفي أبعاد وصلات التحميل 16.2.6.2 أو 16.2.6.3 ما لم يثبت التحليل أو الاختبار أن الأبعاد الأقل لن تؤثر على الأداء.

16.2.6.2 For precast slabs, beams, or stemmed members, minimum design dimensions from the face of support to end of precast member in the direction of the span, considering specified tolerances, shall be in accordance with Table 16.2.6.2.

16.2.6.2 بالنسبة للبلاطات مسبقة الصب، أو الكمرات، أو العناصر التابعة، يجب أن تكون أقل أبعاد تصميمية من وجه الركيزة لنهاية العنصر مسبق الصب في اتجاه البحر، مع الأخذ بعين الاعتبار التفاوتات المحددة، وفقاً للجدول 16.2.6.2.

Table 16.2.6.2—Minimum design dimensions from face of support to end of precast member

الجدول 16-2-6-2 - أقل أبعاد تصميمية من وجه الركيزة لنهاية العنصر مسبق الصب

Table 16.2.6.2—Minimum design dimensions from face of support to end of precast member

Member type	Minimum distance, mm	
Solid or hollow-core slab	Greater of:	$\ell_n/180$
		50
Beam or stemmed member	Greater of:	$\ell_n/180$
		75

16.2.6.3 Bearing pads adjacent to unarmored faces shall be set back from the face of the support and the end of the supported member a distance not less than 13 mm. or the chamfer dimension at a chamfered face.

16.2.6.3 يجب أن توضع وسائد التحميل المجاورة للأوجه الغير مصفحة (الغير مغطاة) من وجه الركيزة وأن تبلغ نهاية العنصر المدعم مسافة لا تقل عن 13 mm أو بعد الشطف على وجه مشطوف.

COMMENTARY التعليق

R16.2.6 Minimum dimensions at bearing connections—

This section differentiates between bearing length and length of the end of a precast member over the support (refer to Fig. R16.2.6).

R16.2.6 أقل أبعاد لوصلات التحميل

يميز هذا القسم يبين الفرق في طول تحميل وطول نهاية عضو سابق الصب على الركيزة (راجع الشكل رقم R16.2.6).

Bearing pads distribute concentrated loads and reactions over the bearing area, and allow limited horizontal and rotational movements for stress relief. To prevent spalling under heavily loaded bearing areas, bearing pads should not extend to the edge of the support unless the edge is armored. Edges can be armored with anchored steel plates or angles. Section 16.5 gives requirements for bearing on brackets or corbels

توزع الوسائد المحملة الأحمال المركزة والتفاعلات على المنطقة المحاملة، وتسمح بحركات أفقية ودورانية محدودة لتخفيف الضغط. لمنع التشقق تحت مناطق التحميل المحملة بشكل كبير، يجب ألا تمتد منصات التحميل إلى حافة الركيزة ما لم تكن الحافة مدرعة. يمكن تدحرج الحواف باستخدام لوح أو زوايا فولاذية مثبتة. القسم 16.5 يعطي متطلبات لتحمل على الأقواس أو corbels

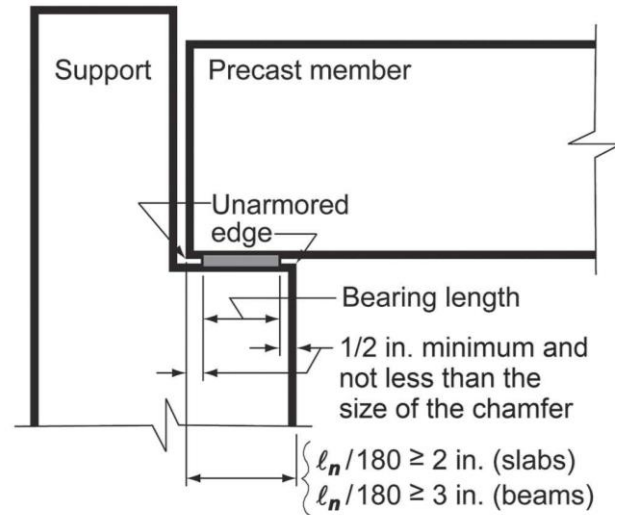


Fig. R16.2.6—Bearing length on support.

16.3—Connections to foundations

16.3.1 General

16.3 – الوصلات للأساسات 16.3.1 عام

16.3.1.1 Factored forces and moments at base of columns, walls, or pedestals shall be transferred to supporting foundations by bearing on concrete and by reinforcement, dowels, anchor bolts, or mechanical connectors.

16.3.1.1 يتم نقل القوى المصعدة والعزوم عند قاعدة الأعمدة أو الجدران أو القاعدة العلوية إلى الأساسات الداعمة بواسطة التحميل على الخرسانة وعن طريق التسليح أو الاشاير أو مسامير التثبيت أو الوصلات الميكانيكية.

16.3.1.2 Reinforcement, dowels, or mechanical connectors between a supported member and foundation shall be designed to transfer (a) and (b):

(a) Compressive forces that exceed the lesser of the concrete bearing strengths of either the supported member or the foundation, calculated in accordance with **22.8**

(b) Any calculated tensile force across the interface

16.3.1.2 التسليح أو الاشاير أو الوصلات الميكانيكية بين العنصر المدعم والاساس يجب أن تكون مصممة لنقل (أ) و (ب):
(أ) قوى الضغط التي تتجاوز أقل مقاومة التحميل للخرسانة سواء العنصر المدعم أو الأساس، محسوبة وفقاً لـ 22.8
(ب) أي قوة شد محسوبة عبر التداخل

16.3.1.3 At the base of a composite column with a structural steel core, (a) or (b) shall be satisfied:

(a) Base of structural steel section shall be designed to transfer the total factored forces from the entire composite member to the foundation.

16.3.1.3 في القاعدة لعمود مركب به نواة الفولاذ الانشائي، يجب أن يكون مستوفي (أ) أو (ب):
(أ) يجب تصميم قاعدة مقطع الفولاذ الانشائي لتحويل القوى الكلية المصعدة من العنصر المركب بالكامل إلى الاساس.

(b) Base of structural steel section shall be designed to transfer the factored forces from the steel core only, and the remainder of the total factored forces shall be transferred to the foundation by compression in the concrete and by reinforcement.

(ب) تصميم القاعدة الفولاذية الانشائية لنقل القوى المصعدة من النواة الفولاذية فقط، وينقل الجزء المتبقي من القوى الكلية المصعدة إلى الاساس عن طريق الضغط في الخرسانة والتسليح.

16.3.2 Required strength

16.3.2.1 Factored forces and moments transferred to foundations shall be calculated in accordance with the factored load combinations in **Chapter 5** and analysis procedures in **Chapter 6**

16.3.2 القوة المطلوبة

16.3.2.1 تحسب القوى المصعدة والعزوم التي يتم نقلها إلى الأساسات وفقاً لتراكيب الاحمال المصعدة في الفصل 5 وإجراءات التحليل في الفصل 6.

R16.3—Connections to foundations

R16.3 – الوصلات للأساسات

The requirements of 16.3.1 through 16.3.3 apply to both cast-in-place and precast construction. Additional requirements for cast-in-place construction are given in 16.3.4 and 16.3.5, while additional requirements for precast construction are given in 16.3.6.

تنطبق المتطلبات من 16.3.1 حتى 16.3.3 على كل من الصب في الموقع ومنشآت مسبقة الصب. يتم توفير متطلبات إضافية للبناء في مكان ما في 16.3.4 و 16.3.5 ، في حين يتم إعطاء متطلبات إضافية لمنشآت مسبقة الصب في 16.3.6.

CODE

الكود

16.3.3 Design strength

16.3.3.1 Design strengths of connections between columns, walls, or pedestals and foundations shall satisfy Eq. (16.3.3.1) for each applicable load combination. For connections between precast members and foundations, requirements for vertical integrity ties in 16.2.4.3 or 16.2.5.2 shall be satisfied.

16.3.3 المقاومة التصميمية

16.3.3.1 يجب أن تفي المقاومة التصميمية للوصلات بين الأعمدة أو الجدران أو القاعدة العلوية والأساسات بالمعادلة (16.3.3.1) لكل تركيبة حمولة قابلة للتطبيق. بالنسبة للوصلات بين العناصر مسبقة الصب والأساسات، يجب الاستيفاء بمتطلبات الكانات المتكاملة الرأسية في 16.2.4.3 أو 16.2.5.2.

$$\phi S_n \geq U \quad (16.3.3.1)$$

where S_n is the nominal flexural, shear, axial, torsional, or bearing strength of the connection.

حيث S_n هو مقاومة الانحناء الاسمي، القص، القوة المحورية، الالتواء، أو التحميل للوصلة.

16.3.3.2 ϕ shall be determined in accordance with 21.2.

16.3.3.2 ϕ يتم تحديدها وفقاً لـ 21.2.

16.3.3.3 Combined moment and axial strength of connections shall be calculated in accordance with 22.4.

16.3.3.3 يحسب العزم المشترك والقوة المحورية للوصلات طبقاً لـ 22.4.

16.3.3.4 At the contact surface between a supported member and foundation, or between a supported member or foundation and an intermediate bearing element, nominal bearing strength B_n shall be calculated in accordance with 22.8 for concrete surfaces. B_n shall be the lesser of the nominal concrete bearing strengths for the supported member or foundation surface, and shall not exceed the strength of intermediate bearing elements, if present.

16.3.3.4 عند سطح التلامس بين العنصر المدعم والأساس، أو بين العنصر المدعوم أو الأساس وعنصر التحميل المتوسط، تحسب مقاومة التحميل الاسمية B_n وفقاً لـ 22.8 للأسطح الخرسانية. يجب أن يكون B_n أقل من مقاومة التحميل الخرسانية الاسمية لسطح العنصر المدعم أو الأساس، ويجب ألا يتجاوز مقاومة عناصر التحميل المتوسطة، إن وجدت.

16.3.3.5 At the contact surface between supported member and foundation, V_n shall be calculated in accordance with the shear-friction provisions in 22.9 or by other appropriate means.

16.3.3.5 عند سطح التلامس بين العنصر المدعم والأساس، يتم حساب V_n وفقاً لأحكام احتكاك -القص في 22.9 أو بوسائل مناسبة أخرى.

COMMENTARY

التعليق

R16.3.3 Design strength

R16.3.3 المقاومة التصميمية

R16.3.3.4 In the common case of a column bearing on a footing, where the area of the footing is larger than the area of the column, the bearing strength should be checked at the base of the column and the top of the footing. In the absence of dowels or column reinforcement that continue into the foundation, the strength of the lower part of the column should be checked using the strength of the concrete alone.

ح-16-3-3-4 في الحالة العامة لحامل عمود على قاعدة، حيث تكون مساحة القاعدة أكبر من مساحة العمود، ينبغي التحقق من مقاومة التحميل عند قاعدة العمود وأعلى قاعدة. في غياب المسامير أو تسليح العمود التي تستمر في الأساس، يجب فحص قوة الجزء السفلي من العمود باستخدام قوة الخرسانة وحدها.

R16.3.3.5 Shear-friction may be used to check for transfer of lateral forces to the supporting pedestal or footing. As an alternative to using shear-friction across a shear plane, shear keys may be used, provided that the reinforcement crossing the joint satisfies 16.3.4.1 for cast-in-place construction or 16.3.6.1 for precast construction. In precast construction, resistance to lateral forces may be provided by mechanical or welded connections.

٣ ر ٣ - ٣ - ٥ يمكن استخدام احتكاك الحر للتحقق من نقل القوى الجانبية إلى القاعدة أو القاعدة الداعمة. كبديل لاستخدام احتكاك القص عبر مستوى القص، يمكن استخدام مفاتيح القص، شريطة أن يكون التسليح الذي يقطع المفصل يرضي 16.3.4.1 للبناء المصبوب في الموقع أو 16.3.6.1 للبناء مسبقة الصب. في البناء المسبق، يمكن توفير المقاومة للقوى الجانبية عن طريق مفصلات ميكانيكية أو ملحومة

CODE

الكود

16.3.3.6 At the base of a precast column, pedestal, or wall, anchor bolts and anchors for mechanical connections shall be designed in accordance with **Chapter 17**. Forces developed during erection shall be considered.

16.3.3.6 في قاعدة عمود مسبقة الصب، قاعدة علوية، أو جدار، تصمم مسامير التثبيت والمسامير للوصلات الميكانيكية وفقاً للفصل 17. يجب النظر في القوى التي تطورت أثناء التركيب.

16.3.3.7 At the base of a precast column, pedestal, or wall, mechanical connectors shall be designed to reach their design strength before anchorage failure or failure of surrounding concrete.

16.3.3.7 عند قاعدة عمود مسبقة الصب أو قاعدة علوية أو جدار، تصمم الوصلات الميكانيكية للوصول إلى مقاومة تصميمية قبل انهيار التثبيت أو انهيار الخرسانة المحيطة بها.

16.3.4 *Minimum reinforcement for connections between cast-in-place members and foundations*

16.3.4 أقل تسليح للوصلات بين العناصر المصبوبة في الموقع والأساسات

16.3.4.1 For connections between a cast-in-place column or pedestal and foundation, A_s crossing the interface shall be at least $0.005A_g$, where A_g is the gross area of the supported member.

16.3.4.1 بالنسبة للوصلات بين عمود مصبوب في الموقع أو القاعدة العلوية والأساس، يجب أن يكون A_s عبر التداخل على الأقل $0.005A_g$ ، حيث A_g هي المساحة الكلية للعنصر المدعم.

16.3.4.2 For connections between a cast-in-place wall and foundation, area of vertical reinforcement crossing the interface shall satisfy **11.6.1**.

16.3.4.2 بالنسبة للوصلات بين جدار مصبوب في الموقع والأساس، يجب أن تستوفي مساحة التسليح الرأسية عبر التداخل وفقاً لـ **11.6.1**.

16.3.5 *Details for connections between cast-in-place members and foundations*

16.3.5 تفاصيل للوصلات بين العناصر المصبوبة في الموقع والأساسات

COMMENTARY

التعليق

R16.3.3.6 Chapter 17 covers anchor design, including seismic design requirements. In precast concrete construction, considerations may control base connection design and need to be considered.

16.3.3.6 يتناول الفصل ١٧ التصميم المبدئي، بما في ذلك متطلبات التصميم الزلزالي. في البناء الخرساني مسبق الصب، فإن اعتبارات البناء قد تحكم في تصميم مفصل القاعدة ويجب أن يتم النظر فيها.

R16.3.4 *Minimum reinforcement for connections between cast-in-place members and foundation*—The Code requires a minimum amount of reinforcement between all supported and supporting members to ensure ductile behavior. This reinforcement is required to provide a degree of structural integrity during the construction stage and during the life of the structure.

R.16-16 الحد الأدنى من التسليح للوصلات بين العناصر المصبوبة في الموقع والأساسات - تتطلب الكود هذا أدنى من التسليح بين جميع العناصر المدعومين و العناصر الداعمة لضمان السلوك المرن. مطلوب هذا التسليح لتوفير درجة من التكامل الهيكلية خلال مرحلة البناء وأثناء عمر الهيكل.

R16.3.4.1 The minimum area of reinforcement at the base of a column may be provided by extending the longitudinal bars and anchoring them into the footing or by providing properly anchored dowels.

ص3-4-1 يمكن توفير الحد الأدنى من منطقة التسليح في قاعدة عمود من خلال تمديد القضبان الطولية وترسيخها في القاعدة أو عن طريق توفير مسامير مثبتة بشكل صحيح.

R16.3.5 *Details for connections between cast-in-place members and foundation*

R.16.16 تفاصيل للوصلات بين العناصر المصبوبة في الموقع والأساسات

CODE

الكود

16.3.5.1 At the base of a cast-in-place column, pedestal, or wall, reinforcement required to satisfy 16.3.3 and 16.3.4 shall be provided either by extending longitudinal bars into supporting foundation or by dowels.

16.3.5.1 في قاعدة عمود مصبوب في الموقع وقاعدة علوية أو جدار، يجب توفير التسليح المطلوب لتلبية 16.3.3 و 16.3.4 إما عن طريق تمديد الاسياخ الطولية إلى الأساس الداعم أو الاشاير.

16.3.5.2 Where moments are transferred to the foundation, reinforcement, dowels, or mechanical connectors shall satisfy 10.7.5 for splices.

16.3.5.2 في حالة نقل العزوم إلى الأساسات، يجب أن يستوفي التسليح أو الاشاير أو الوصلات الميكانيكية 10.7.5 للتوصيلات.

16.3.5.3 If a pinned or rocker connection is used at the base of a cast-in-place column or pedestal, the connection to foundation shall satisfy 16.3.3.

16.3.5.3 في حالة استخدام وصلة مثبتة أو صلبة عند قاعدة عمود مصبوب في الموقع أو قاعدة علوية، يجب أن تستوفي الوصلة إلى الأساس وفقاً لـ 16.3.3.

16.3.5.4 At footings, it shall be permitted to lap splice No. 43 and No. 57 longitudinal bars, in compression only, with dowels to satisfy 16.3.3.1. Dowels shall satisfy (a) through (c):

16.3.5.4 في الأساسات، يُسمح بالتوصيل المتداخل في الاسياخ الطولية رقم 43 ورقم 57، في الضغط فقط، مع الاشاير لتستوفي 16.3.3.1. يجب أن تحقق الاشاير (أ) خلال (ج):

- (a) Dowels shall not be larger than No. 36
- (b) Dowels shall extend into supported member at least the greater of the development length of the longitudinal bars in compression, ℓ_{dc} , and the compression lap splice length of the dowels, ℓ_{sc}
- (c) Dowels shall extend into the footing at least ℓ_{dc} of the Dowels

(أ) يجب ألا تكون الاشاير أكبر من رقم 36
(ب) يجب أن تمتد الاشاير إلى عضو مدعم على الأقل أكبر من طول تثبيت الاسياخ الطولية في ضغط، ℓ_{dc} ، وطول التوصيل المتداخل للضغط للأشاير، ℓ_{sc} .
(ج) تمتد الاشاير في الأساسات على الأقل ℓ_{dc} من الاشاير

16.3.6 Details for connections between precast members and foundation

16.3.6 تفاصيل للتوصيلات بين العناصر مسبقة الصب والأساسات

COMMENTARY

التعليق

R16.3.5.2 If calculated moments are transferred from the column to the footing, the concrete in the compression zone of the column may be stressed to $0.85\phi f_c'$ under factored load conditions and, as a result, all the reinforcement will generally have to be anchored into the footing.

R16.3.5.2 في حالة نقل عزم محسوبة من العمود إلى القاعدة، يمكن التأكيد على الخرسانة في منطقة الانضغاط في العمود إلى $0.85\phi f_c'$ تحت ظروف الحمولة المختبرة، ونتيجة لذلك، يجب على جميع التسليح عموماً تكون راسية في القاعدة.

R16.3.5.4 Compression lap splices of large bars and dowels are permitted in accordance with 25.5.5.3. Satisfying 16.3.3.1 might require that each No. 43 or 57 bar be spliced to more than one dowel bar.

R16.3.5.4 يسمح الانضغاطية بالتوصيل المتداخل للقضبان الكبيرة والمسامير وفقاً لـ 25.5.5.3. قد يتطلب المطابقة 16.3.3.1 أن يتم تقطيع كل سيخ من 43 أو 57 إلى أكثر من وتد سيخ.

CODE

الكود

16.3.6.1 At the base of a precast column, pedestal, or wall, the connection to the foundation shall satisfy 16.2.4.3 or 16.2.5.2.

16.3.6.1 في قاعدة عمود مسبقة الصب، قاعدة علوية، أو الجدار، يجب أن تستوفي الوصلة الى الاساسات 16.2.4.3 أو 16.2.5.2.

16.3.6.2 If the applicable load combinations of 16.3.3 result in no tension at the base of precast walls, vertical integrity ties required by 16.2.4.3(b) shall be permitted to be developed into an adequately reinforced concrete slab-on-ground.

16.3.6.2 إذا كانت تراكيب الاحمال المطبقة من 16.3.3 لا تؤدي إلى أي شد في قاعدة الجدران مسبقة الصب، فإن الكانات المتكاملة الرأسية المطلوبة بموجب 16.2.4.3 (b) يجب أن يتم تثبيتها لتصبح بلاطة أرضية خرسانية مدعمة بشكل كافٍ.

16.4—Horizontal shear transfer in composite concrete flexural members

16.4 - نقل القص الأفقي في عناصر الانحناء الخرسانية المركبة

16.4.1 General

16.4.1 عام

16.4.1.1 In a composite concrete flexural member, full transfer of horizontal shear forces shall be provided at contact surfaces of interconnected elements.

16-1-4-16 في عنصر الانحناء الخرساني المركب، يجب توفير النقل الكامل لقوى القص الأفقي عند سطح التلامس للعناصر المترابطة.

16.4.1.2 Where tension exists across any contact surface between interconnected concrete elements, horizontal shear transfer by contact shall be permitted only where transverse reinforcement is provided in accordance with 16.4.6 and 16.4.7.

16.4.1.2 في حالة وجود شد عبر أي سطح تلامس بين العناصر الخرسانية المترابطة، لا يسمح بنقل القص الأفقي عن طريق الوصلات إلا عندما يتم توفير التسليح العرضي وفقاً لـ 16.4.6 و 16.4.7.

16.4.1.3 Surface preparation assumed for design shall be specified in the construction documents.

16.4.1.3 يجب تحديد إعداد السطح المفترض للتصميم في وثائق الإنشاء.

16.4.2 Required strength

16.4.2 القوة المطلوبة

COMMENTARY

التعليق

R16.4—Horizontal shear transfer in composite concrete flexural members

R16.4 - نقل القص الأفقي في عناصر الخرسانة المركبة

R16.4.1 General

R16.4.1 عام

R16.4.1.1 Full transfer of horizontal shear forces between segments of composite members can be provided by horizontal shear strength at contact surfaces through interface shear, properly anchored ties, or both.

16-1-4-16 يمكن توفير نقل كامل لقوى القص الأفقي بين أجزاء من العناصر المركبة بواسطة مقاومة القص الأفقية عند السطوح التلامسية من خلال القص البيني ، أو كانات الرابطة بشكل صحيح ، أو كليهما.

R16.4.1.3 Section 26.5.6 requires the licensed design professional to specify the surface preparation in the construction documents.

3-1/4/16 يتطلب القسم 26-5-6 أن يقوم أخصائي التصميم المرخص بتحديد إعداد السطح في وثائق التشييد.

CODE

الكود

16.4.2.1 Factored forces transferred along the contact surface in composite concrete flexural members shall be calculated in accordance with the factored load combinations in **Chapter 5**.

16.4.2.1 تحسب القوى المصعدة المنقولة على طول سطح التلامس في عناصر الانحناء الخرسانية المركبة وفقاً لتراكيب الاحمال المصعدة في الفصل 5.

16.4.2.2 Required strength shall be calculated in accordance with the analysis procedures in **Chapter 6**.

16.4.2.2 تحسب القوة المطلوبة وفقاً لإجراءات التحليل الواردة في الفصل 6.

16.4.3 Design strength

16.4.3 المقاومة التصميمية

16.4.3.1 Design strength for horizontal shear transfer shall satisfy Eq. (16.4.3.1) at all locations along the contact surface in a composite concrete flexural member, unless 16.4.5 is satisfied:

16.4.3.1 يجب أن تحقق المقاومة التصميمية لنقل القص الأفقي للمعادلة (16.4.3.1) في جميع المواقع على طول سطح التلامس في عنصر الانحناء الخرساني المركب، ما لم يتم استيفاء 16.4.5:

$$\phi V_{nh} \geq V_u \quad (16.4.3.1)$$

where nominal horizontal shear strength V_{nh} is calculated in accordance with 16.4.4.

حيث يتم احتساب القوة الأفقية للقص الافتراضية V_{nh} وفقاً لـ 16.4.4.

16.4.3.2 ϕ shall be determined in accordance with **21.2**.

16.4.3.2 ϕ يتم تحديدها وفقاً لـ 21.2.

16.4.4 Nominal horizontal shear strength

16.4.4 مقاومة القص الأفقية الاسمية

16.4.4.1 If $V_u > \phi(3.5b_v d)$, V_{nh} shall be taken as V_n calculated in accordance with **22.9**, where b_v is the width of the contact surface, and d is in accordance with 16.4.4.3.

16.4.4.1 إذا كانت $V_u > \phi(3.5b_v d)$ ، فيتم اعتبار V_{nh} على أنها V_n محسوبة وفقاً لـ 22.9، حيث b_v هي عرض سطح التلامس، و d تتوافق مع 16.4.4.3.

16.4.4.2 If $V_u \leq \phi(3.5b_v d)$, V_{nh} shall be calculated in accordance with Table 16.4.4.2, where $A_{v,min}$ is in accordance with 16.4.6, b_v is the width of the contact surface, and d is in accordance with 16.4.4.3.

16.4.4.2 إذا كان $V_u \leq \phi(3.5b_v d)$ ، فيتم حساب V_{nh} وفقاً للجدول 16.4.4.2، حيث يكون $A_{v,min}$ بالتوافق مع 16.4.6، b_v هو عرض سطح التلامس، و d يكون متوافقاً مع 16.4.4.3.

COMMENTARY

التعليق

R16.4.4 Nominal horizontal shear strength

16.4.4 مقاومة القص الأفقية الاسمي

R16.4.4.2 The permitted horizontal shear strengths and the requirement of 6 mm. amplitude for intentional roughness are based on tests discussed in **Kaar et al. (1960)**, **Saemann and Washa (1964)**, and **Hanson (1960)**.

ص 4 ر 4-2 تستند مقاومة القص الأفقية المسموح بها ومتطلبات السعة 6 mm للخشونة المتعمدة على الاختبارات التي نوقشت في **Kaar et al. (1960)**، **Saemann و Washa (1964)**، و **هانسون (1960)**.

Shear transfer reinforcement	Contact surface preparation ⁽¹⁾	V_{nh} N	
$A_v \geq A_{vmin}$	Concrete placed against hardened concrete intentionally roughened to a full amplitude of approximately 6 mm	Lesser of:	$\lambda \left(1.8 + 0.6 \frac{A_v f_{yc}}{b_v s} \right) b_v d$ (a)
			$3.5 b_v d$ (b)
	Concrete placed against hardened concrete not intentionally roughened		$0.55 b_v d$ (c)
Other cases	Concrete placed against hardened concrete intentionally roughened		$0.55 b_v d$ (d)

CODE

الكود

16.4.4.3 In Table 16.4.4.2, d shall be the distance from extreme compression fiber for the entire composite section to the centroid of prestressed and nonprestressed longitudinal tension reinforcement, if any, but need not be taken less than $0.80h$ for prestressed concrete members.

16.4.4.3 في الجدول 16.4.4.2، يجب أن تكون d المسافة من ألياف الضغط الخارجية للمقطع المركب بأكمله إلى مركز التسليح الطولي للشد مسبق الاجهاد والغير مسبق الاجهاد، إن وجدت، ولكن لا يلزم أخذ أقل من $0.80h$ للعناصر الخرسانية المسبقة الإجهاد.

16.4.4.4 Transverse reinforcement in the previously cast concrete that extends into the cast-in-place concrete and is anchored on both sides of the interface shall be permitted to be included as ties for calculation of V_{nh} .

16.4.4.4 يسمح ان يكون التسليح العرضي في الخرسانة مسبقة الصب التي تمتد إلى الخرسانة المصبوبة في الموقع والمثبت على جانبي التداخل ككائنات لحساب V_{nh} .

16.4.5 Alternative method for calculating design horizontal shear strength

16.4.5 الطريقة البديلة لحساب مقاومة القص الأفقية التصميمية

16.4.5.1 As an alternative to 16.4.3.1, factored horizontal shear V_{uh} shall be calculated from the change in flexural compressive or tensile force in any segment of the composite concrete member, and Eq. (16.4.5.1) shall be satisfied at all locations along the contact surface

16.4.5.1 كبديل لـ 16.4.3.1، يتم حساب القص الأفقي المصعد V_{uh} من التغير في قوة انحناء الشد أو الضغط في أي جزء من العنصر الخرساني المركب، والمعادلة (16.4.5.1) يجب أن تكون مستوفية في جميع المواقع على طول سطح التلامس:

$$\phi V_{nh} \geq V_{uh} \quad (16.4.5.1)$$

Nominal horizontal shear strength V_{nh} shall be calculated in accordance with 16.4.4.1 or 16.4.4.2, where area of contact surface shall be substituted for $b_v d$ and V_{uh} shall be substituted for V_u . Provisions shall be made to transfer the change in compressive or tensile force as horizontal shear force across the interface.

يتم حساب مقاومة القص الأفقية الاسمية V_{nh} وفقاً لـ 16.4.4.1 أو 16.4.4.2، حيث يتم استبدال مساحة سطح التلامس بـ $b_v d$ ويتم استبدال V_u بـ V_{uh} . يجب عمل ترتيبات لنقل التغير في قوة الضغط أو الشد كقوة قص أفقية عبر سطح التداخل.

COMMENTARY

التعليق

R16.4.4.3 In composite prestressed concrete members, the depth of the tension reinforcement may vary along the member. The definition of d used in Chapter 22 for determining the vertical shear strength is also appropriate for determining the horizontal shear strength.

R16.4.4.3 في عناصر الخرسانة المركبة قبل الإجهاد ، قد يتفاوت عمق تسليح الشد على طول العضو. تعريف d المستخدم في الفصل 22 لتحديد مقاومة القص العمودي مناسب أيضاً لتحديد مقاومة القص الأفقي.

R16.4.5 Alternative method for calculating design horizontal shear strength

5/16/4 الطريقة البديلة لحساب مقاومة القص الأفقية التصميمية

CODE

الكود

16.4.5.2 Where shear transfer reinforcement is designed to resist horizontal shear to satisfy Eq. (16.4.5.1), the tie area to tie spacing ratio along the member shall approximately reflect the distribution of interface shear forces in the composite concrete flexural member.

16.4.5.2 عندما يكون تسليح نقل القص مصمماً لمقاومة القص الأفقي لإرضاء المعادلة (16.4.5.1) ، يجب أن تعكس تقريباً مساحة الكانة الى نسبة التباعد للكانات على طول العنصر توزيع قوى القص البينية في عنصر الانحناء الخرساني المركب.

16.4.5.3 Transverse reinforcement in a previously cast section that extends into the cast-in-place section and is anchored on both sides of the interface shall be permitted to be included as ties for calculation of V_{nh}

16.4.5.3 يُسمح بتضمين التسليح العرضي في قسم مسبك سابقاً يمتد إلى قسم القوالب في مكانه ويرتكز على جانبي الواجهة كدعامات لحساب V_{nh}

16.4.6 Minimum reinforcement for horizontal shear Transfer

16.4.6 أقل تسليح لنقل القص الأفقي

16.4.6.1 Where shear transfer reinforcement is designed to resist horizontal shear, $A_{v,min}$ shall be the greater of (a) and (b):

16.4.6.1 عندما يكون تسليح نقل القص مصمماً لمقاومة القص الأفقي ، $A_{v,min}$ يجب أن يكون أكبر من (أ) و (ب):

$$(a) 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y}$$

$$(b) 0.35 \frac{b_w s}{f_y}$$

16.4.7 Reinforcement detailing for horizontal shear transfer

16.4.7 تفاصيل التسليح لنقل القص الأفقي

16.4.7.1 Shear transfer reinforcement shall consist of single bars or wire, multiple leg stirrups, or vertical legs of welded wire reinforcement.

16.4.7.1 يجب أن يتكون تسليح نقل القص من أسياخ مفردة أو سلك، أو كانات متعددة الساق، أو أرجل رأسية من تسليح الأسلاك الملحومة.

16.4.7.2 Where shear transfer reinforcement is designed to resist horizontal shear, longitudinal spacing of shear transfer reinforcement shall not exceed the lesser of 60 mm. and four times the least dimension of the supported element.

16.4.7.2 عندما يكون تسليح نقل القص مصمماً لمقاومة القص الأفقي، يجب ألا يتجاوز التباعد الطولي لتسليح نقل القص أقل من 60 mm وأربعة أضعاف أقل بعد للعنصر المدعم.

16.4.7.3 Shear transfer reinforcement shall be developed in interconnected elements in accordance with 25.7.1.

16.4.7.3 يجب تثبيت تسليح نقل القص في العناصر المترابطة وفقاً لـ 25.7.1.

COMMENTARY

التعليق

R16.4.5.2 The distribution of horizontal shear stresses along the contact surface in a composite member will reflect the distribution of shear along the member. Horizontal shear failure will initiate where the horizontal shear stress is a maximum and will spread to regions of lower stress.

16.4.5.2 إن توزيع إجهادات القص الأفقية على طول سطح التلامس في عضو مركب سيعكس توزيع القص على طول العضو. سيؤدي فشل القص الأفقي إلى الحد الأقصى لضغط القص الأفقي وسوف ينتشر إلى مناطق ذات ضغط أقل.

Because the slip at peak horizontal shear resistance is small for a concrete-to-concrete contact surface, longitudinal redistribution of horizontal shear resistance is very limited. Therefore, the spacing of ties along the contact surface should provide horizontal shear resistance distributed approximately the same as the distribution of shear stress along the contact surface.

نظراً لأن الانزلاق في ذروة مقاومة القص الأفقية صغير لسطح تلامس الخرسانة إلى الخرسانة، فإن إعادة التسليح الطولي لمقاومة القص الأفقية محدودة للغاية. لذلك، فإن تباعد الروابط على طول سطح التلامس يجب أن يوفر مقاومة قص أفقية موزعة تقريباً كتوزيع إجهاد القص على طول سطح التلامس.

R16.4.6 Minimum reinforcement for horizontal shear Transfer

R16.4.6 الحد الأدنى من التسليح لنقل القص الأفقي

R16.4.6.1 The requirements for minimum area of shear transfer reinforcement are based on test data given in Kaar et al. (1960), Saemann and Washa (1964), Hanson (1960), Grossfield and Birnstiel (1962), and Mast (1968).

ص 4.1.4.6.1 تستند متطلبات الحد الأدنى من منطقة تعزيز نقل القص إلى بيانات الاختبار المقدمة في (Kaar et al. (1960 ، Saemann و Washa (1964 ، هانسون (1960 ، Grossfield و Birnstiel (1962 ، وماست (1968).

R16.4.7 Reinforcement detailing for horizontal shear transfer

R.4.4.7 تفاصيل التسليح لنقل القص الأفقي

16.4.7.1 Shear transfer reinforcement shall consist of single bars or wire, multiple leg stirrups, or vertical legs of welded wire reinforcement.

16.4.7.1 يجب أن يتكون تسليح نقل القص من أسياخ مفردة أو سلك، أو كانات متعددة الساق، أو أرجل رأسية من تسليح الأسلاك الملحومة.

16.4.7.2 Where shear transfer reinforcement is designed to resist horizontal shear, longitudinal spacing of shear transfer reinforcement shall not exceed the lesser of 60 mm. and four times the least dimension of the supported element.

16.4.7.2 عندما يكون تسليح نقل القص مصمماً لمقاومة القص الأفقي، يجب ألا يتجاوز التباعد الطولي لتسليح نقل القص أقل من 60 mm وأربعة أضعاف أقل بعد للعنصر المدعم.

R16.4.7.3 Proper anchorage of ties extending across the interface is required to maintain contact along the interface.

R16.4.7.3 مطلوب تثبيت روابط صحيحة تمتد عبر السطح البيني للحفاظ على الوصلات على طول السطح البيني.

CODE الكود

16.5—Brackets and corbels 16.5.1 General

16.5 - الأقواس والكراسي 16.5.1 عام

16.5.1.1 Brackets and corbels with shear span-to-depth ratio $a_v/d \leq 1.0$ and with factored horizontal tensile force $N_{uc} \leq V_u$ shall be permitted to be designed in accordance with 16.5.

16.5.1.1 الأقواس والكراسي مع نسبة طول إلى عمق القص $a_v/d \leq 1.0$ ومع قوة الشد الأفقية المصعدة يجب السماح بتصميم $N_{uc} \leq V_u$ وفقاً لـ 16.5

COMMENTARY التعليق

R16.5—Brackets and corbels

R16.5 - الأقواس والكراسي

R16.5.1 General—Brackets and corbels are short cantilevers that tend to act as simple trusses or deep beams, rather than beams, which are designed for shear according to 22.5. The corbel shown in Fig. R16.5.1a and Fig. 16.5.1b may fail by shearing along the interface between the column and the corbel, yielding of the tension tie, crushing or splitting of the compression strut, or localized bearing or shearing failure under the loading plate. These failure modes are illustrated and discussed in Elzanaty et al. (1986).

R16.5.1 عامة - تعتبر الأقواس والكراسي كابولي قصير تميل إلى التصرف كراكائز بسيطة أو كمرة عميقة ، وليس كمرة ، مصممة للقص بحسب 22.5. قد يفشل الكرسي المبين في الشكل R16.5.1a والشكل b16.5.1 عن طريق القص على طول السطح البيني بين العمود و الكرسي ، مما ينتج عنه خضوع الشد ، أو تشقق أو تقسيم دعائم الانضغاط ، أو الحمل المحوري أو انهيار القص تحت لوحة التحميل. تتضح حالات الفشل هذه وناقشها في Elzanaty (et al. (1986).

The method of design addressed in this section has only been validated experimentally for $a_v/d \leq 1.0$. In addition, an upper limit is provided for N_{uc} because this method of design has only been validated experimentally for $N_{uc} \leq V_u$.

تم التحقق من طريقة التصميم التي تم تناولها في هذا القسم فقط تجريبياً لـ $a_v/d \leq 1.0$. بالإضافة إلى ذلك ، يتم توفير الحد الأعلى لـ N_{uc} نظراً لأن طريقة التصميم هذه قد تم إثباتها فقط تجريبياً لـ $N_{uc} \leq V_u$.

R16.5.1.1 Design of brackets and corbels in accordance with Chapter 23 is permitted, regardless of shear span.

ص 16.5.1.1 يُسمح بتصميم الأقواس والكراسي وفقاً للفصل 23 ، بصرف النظر عن مسافة القص.

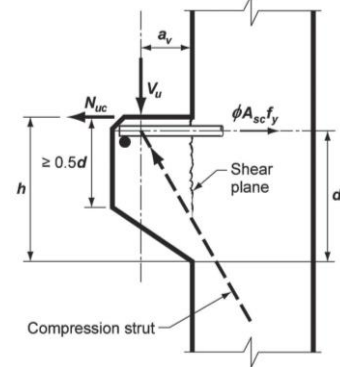


Fig. R16.5.1a—Structural action of a corbel.

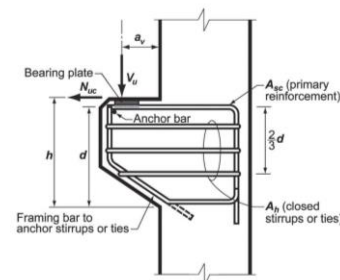


Fig. R16.5.1b—Notation used in Section 18.3.

CODE الكود

16.5.2 Dimensional limits

16.5.2 حدود الأبعاد

16.5.2.1 Effective depth d for a bracket or corbel shall be calculated at the face of the support.

16.5.2.1 يتم حساب العمق الفعال d الخاص بالقوس أو الكرسي عند وجه الركيزة.

16.5.2.2 Overall depth of bracket or corbel at the outside edge of the bearing area shall be at least $0.5d$.

16.5.2.2 يجب أن يكون العمق الكلي للقوس أو الكرسي عند الحافة الخارجية لمساحة التحميل على الأقل $0.5d$.

16.5.2.3 No part of the bearing area on a bracket or corbel shall project farther from the face of support than (a) or (b):
(a) End of the straight portion of the primary tension reinforcement (b) Interior face of the transverse anchor bar, if one is provided

16.5.2.3 يجب ألا يتخطى أي جزء من مساحة التحميل على قوس أو جملون أبعد من وجه الركيزة عن (أ) أو (ب): (أ) نهاية الجزء المستقيم من التسليح الرئيسي للشد (ب) الوجه الداخلي لسيخ التثبيت العرضي، إذا تم توفيره

16.5.2.4 For normalweight concrete, the bracket or corbel dimensions shall be selected such that V_u/ϕ shall not exceed the least of (a) through (c):

16.5.2.4 بالنسبة للخرسانة ذات الوزن الطبيعي، يجب اختيار أبعاد القوس أو الكرسي بحيث لا تتجاوز V_u/ϕ أقل من (أ) إلى (ج):

- (a) $0.2f_c'b_wd$
- (b) $(3.3 + 0.08f_c')b_wd$
- (c) $11b_wd$

16.5.2.5 For all-lightweight or sand-lightweight concrete, the bracket or corbel dimensions shall be selected such that V_u/ϕ shall not exceed the lesser of (a) and (b):

16.5.2.5 بالنسبة للخرسانة خفيفة الوزن وخفيفة الوزن للرمل، يجب اختيار أبعاد القوس أو الكرسي بحيث لا تتجاوز V_u/ϕ أقل من (أ) و (ب):

- (a) $\left(0.2 - 0.07 \frac{a_v}{d}\right) f_c' b_w d$
- (b) $\left(5.5 - 1.9 \frac{a_v}{d}\right) b_w d$

COMMENTARY التعليق

R16.5.2 Dimensional limits

R16.5.2 حدود الأبعاد

R16.5.2.2 A minimum depth, as shown in Fig. R16.5.1a and R16.5.1b, is required at the outside edge of the bearing area so that a premature failure will not occur due to a major crack propagating from below the bearing area to the sloping face of the corbel or bracket. Failures of this type have been observed (Kriz and Raths 1965) in corbels having depths at the outside edge of the bearing area less than required in 16.5.2.2.

R16.5.2.2 يتطلب الحد الأدنى من العمق ، كما هو موضح في الشكل R16.5.1a و R16.5.1b ، الحافة الخارجية لمنطقة التحميل بحيث لا يحدث فشل مبكر بسبب تشقق رئيسي من الأسفل منطقة التحميل إلى الوجه المنحدر للأسفل أو الكرسي. وقد لوحظ فشل من هذا النوع (Kriz and Raths 1965) في الكرسى بعد الأعماق على الحافة الخارجية لمنطقة الحمل أقل من المطلوب في 16.5.2.2.

R16.5.2.3 The restriction on the location of the bearing area is necessary to ensure development of the specified yield strength of the primary tension reinforcement near the load. If the corbel is designed to resist tensile force N_{uc} , a bearing plate should be provided and fully anchored to the primary tension reinforcement (Fig. R16.5.1b).

16-5-2-3 من الضروري فرض قيود على موقع منطقة التحميل لضمان تثبيت مقاومة الخضوع المحددة لتسليح الشد الأولي بالقرب من الحمل. إذا تم تصميم الكرسي لمقاومة قوة الشد N_{uc} ، فيجب توفير صفيحة تحمل وترتكز بالكامل على تسليح الشد الأساسي (الشكل 16.5.1 ب).

R16.5.2.4 These limits impose dimensional restrictions on brackets and corbels necessary to comply with the maximum shear friction strength allowed on the critical section at the face of support.

16-5-2-4 تضع هذه الحدود قيوداً على الأبعاد على الأقواس المشققة والكراسي اللازمة للامتثال لأقصى قوة احتكاك القص المسموح بها في القسم الحرج في وجه الركيزة.

R16.5.2.5 Tests (Mattock et al. 1976a) have shown that the maximum shear friction strength of lightweight concrete brackets and corbels is a function of both f_c' and a_v/d . No data are available for corbels or brackets made of sand lightweight concrete. As a result, the same limitations have been placed on both all-lightweight and sand-lightweight brackets and corbels.

R16.5.2.5 أظهرت الاختبارات (Mattock et al. 1976a) أن أقصى قوة احتكاك القص للأقواس الخرسانية الخفيفة والكراسي هي دالة لكل من f_c' و a_v/d . لا توجد بيانات متاحة للكراسي أو الأقواس المصنوعة من الخرسانة الرملية الخفيفة. ونتيجة لذلك، وضعت نفس القيود على كل من القوسين الخفيفين الوزن والرملية والكراسي.

CODE

الكود

16.5.3 Required strength

16.5.3 القوة المطلوبة

16.5.3.1 The section at the face of the support shall be designed to resist simultaneously the factored shear V_u , the factored horizontal tensile force N_{uc} , and the factored moment M_u given by $[V_u a_v + N_{uc}(h - d)]$.

16.5.3.1 يجب تصميم المقطع عند وجه الركيزة بحيث يقاوم في آن واحد القص المصعد V_u ، قوة الشد الأفقية المصعدة N_{uc} ، والعزم M_u المصعد المعطى بواسطة $[V_u a_v + N_{uc}(h - d)]$.

16.5.3.2 Factored tensile force, N_{uc} , and shear, V_u , shall be the maximum values calculated in accordance with the factored load combinations in Chapter 5.

16.5.3.2 يجب أن تكون قيم قوة الشد المصعدة، N_{uc} ، والقص ، V_u ، هي القيم القصوى المحسوبة وفقاً لتراكيب الاحمال المصعدة في الفصل 5.

16.5.3.3 Required strength shall be calculated in accordance with the analysis procedures in Chapter 6, and the requirements in this section.

16.5.3.3 تحسب القوة المطلوبة وفقاً مع إجراءات التحليل في الفصل 6، والمتطلبات الواردة في هذا القسم

16.5.3.4 Horizontal tensile force acting on a bracket or corbel shall be treated as a live load when calculating N_{uc} , even if the tension results from restraint of creep, shrinkage, or temperature change.

16.5.3.4 تعامل قوة الشد الأفقية التي تعمل على القوس أو الكرسي كحمولة حية عند حساب N_{uc} ، حتى إذا كان الشد ناتجاً عن تقييد الزحف أو الانكماش أو تغير درجة الحرارة.

16.5.3.5 Unless tensile forces are prevented from being applied to the bracket or corbel, N_{uc} shall be at least $0.2V_u$.

16.5.3.5 ما لم يتم منع قوى الشد من تطبيقه على القوس أو الجملون، يجب أن يكون N_{uc} على الأقل $0.2V_u$.

16.5.4 Design strength

16.5.4 المقاومة التصميمية

16.5.4.1 Design strength at all sections shall satisfy $\phi S_n \geq U$, including (a) through (c). Interaction between load effects shall be considered.

16.5.4.1 يجب أن تستوفي المقاومة التصميمية في جميع المقاطع $\phi S_n \geq U$ ، بما في ذلك (أ) إلى (ج). يجب النظر في التفاعل بين تأثيرات الحمولة.

(a) $\phi N_n \geq N_{uc}$

(b) $\phi V_n \geq V_u$

(c) $\phi M_n \geq M_u$

COMMENTARY

التعليق

R16.5.3 Required strength

R16.5.3 القوة المطلوبة

R16.5.3.4 Because the magnitude of horizontal forces acting on corbels or brackets cannot usually be determined with accuracy, it is required that N_{uc} be amplified by the load factor applicable to live loads.

R16.5.3.4 نظراً إلى أن حجم القوى الأفقية التي تعمل على الكراسي أو أقواس لا يمكن عادةً تحديدها بدقة ، يلزم أن يتم تضخيم N_{uc} بواسطة عامل الحمولة المطبق على الاحمال الحية.

CODE

الكود

16.5.4.2 ϕ shall be determined in accordance with 21.2.

16.5.4.2 ϕ يتم تحديدها وفقاً لـ 21.2.

16.5.4.3 Nominal tensile strength N_n provided by A_n shall be calculated by

16.5.4.3 مقاومة الشد الاسمية N_n التي توفرها A_n تحسب من قبل
 $N_n = A_n f_y$ (16.5.4.3)

16.5.4.4 Nominal shear strength V_n provided by A_{vf} shall be calculated in accordance with provisions for shear-friction in 22.9, where A_{vf} is the area of reinforcement that crosses the assumed shear plane.

16.5.4.4 يتم حساب مقاومة القص الاسمية V_n التي توفرها A_{vf} وفقاً لأحكام احتكاك - قص في 22.9، حيث A_{vf} هي مساحة التسليح التي تقاطع مستوي القص المفترض.

16.5.4.5 Nominal flexural strength M_n provided by A_f shall be calculated in accordance with the design assumptions in 22.2.

16.5.4.5 تحسب مقاومة الانحناء الاسمية M_n التي يوفرها A_f وفقاً لافتراضات التصميم الواردة في 22.2.

16.5.5 Reinforcement limits

16.5.5 حدود التسليح

16.5.5.1 Area of primary tension reinforcement, A_{sc} , shall be at least the greatest of (a) through (c):

16.5.5.1 يجب أن تكون مساحة التسليح الرئيسي للشد، A_{sc} ، على الأقل من (أ) إلى (ج):

- (a) $A_f + A_n$
- (b) $(2/3)A_{vf} + A_n$
- (c) $0.04(f'_c/f_y)(b_w d)$

COMMENTARY

التعليق

R16.5.5 Reinforcement limits

16.5.5 حدود التسليح

R16.5.5.1 Test results (Mattock et al. 1976a) indicate that the total amount of primary tension reinforcement, A_{sc} , required to cross the face of the support should be the greatest of:

تشير نتائج الاختبارات (Mattock et al. 1976a) (R.5.5.5.1) إلى أن إجمالي كمية تسليح الشد الأساسي، A_{sc} ، المطلوب لعبور وجه الركيزة يجب أن يكون أكبر ما يلي:

- (a) The sum of the amount of reinforcement needed to resist demands from flexure, A_f , plus the amount of reinforcement needed to resist the axial force, A_n , as determined by 16.5.4.3.

(أ) مجموع كمية التسليح اللازمة لمقاومة المطلوبة من الانحناء، A_f ، بالإضافة إلى كمية التسليح اللازمة لمقاومة القوة المحورية، A_n ، على النحو المحدد في 16.5.4.3.

- (b) The sum of two-thirds of the total required shear friction reinforcement, A_{vf} , as determined by 16.5.4.4, plus the amount of reinforcement needed to resist the axial force, A_n , determined by 16.5.4.3. The remaining $A_{vf}/3$ should be provided as closed stirrups parallel to A_{sc} as required by 16.5.5.2.

(ب) مجموع الثلثين من إجمالي تسليح المطلوب لقص الاحتكاك، A_{vf} ، كما هو محدد بـ 16.5.4.4، بالإضافة إلى كمية التسليح اللازمة لمقاومة القوة المحورية، A_n ، المحددة بـ 16.5.4.3. يجب أن يتم توفير الـ $A_{vf}/3$ المتبقية ككائنات مغلقة موازية لـ A_{sc} كما هو مطلوب في 16.5.5.2.

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

16.5.5.2 Total area of closed stirrups or ties parallel to primary tension reinforcement, A_h , shall be at least:

$$A_h = 0.5(A_{sc} - A_n) \quad (16.5.5.2)$$

16.5.5.2 يجب أن تكون المساحة الكلية للكانات المغلقة أو الشدادات الموازية للتسليح الرئيسي للشد، على الأقل:

$$A_h = 0.5(A_{sc} - A_n) \quad (16.5.5.2)$$

16.5.6 Reinforcement detailing

16.5.6 تفاصيل التسليح

16.5.6.1 Concrete cover shall be in accordance with **20.6.1.3**.

16.5.6.1 يجب أن يكون الغطاء الخرساني طبقاً لـ **20.6.1.3**.

16.5.6.2 Minimum spacing for deformed reinforcement shall be in accordance with **25.2**.

16.5.6.2 يجب أن يكون أقل تباعد للتسليح المحلزن طبقاً لـ **25.2**.

(c) A minimum amount of reinforcement, multiplied by the ratio of concrete strength to steel strength. This amount is required to prevent the possibility of sudden failure should the bracket or corbel crack under the action of flexure and outward tensile force.

(ج) الحد الأدنى من التسليح، مضروبة في نسبة مقاومة الخرسانة إلى مقاومة الحديد. مطلوب هذا القيمة لمنع إمكانية حدوث فشل مفاجئ في حالة حدوث تشقق أو الكسر تحت تأثير الانحناء و قوة الشد الخارجي.

R16.5.5.2 Closed stirrups parallel to the primary tension reinforcement are necessary to prevent a premature diagonal tension failure of the corbel or bracket. Distribution of A_h is required to be in accordance with 16.5.6.6. The total amount of reinforcement required to cross the face of the support, as shown in Fig. R16.5.1b, is the sum of A_{sc} and A_h .

R.5.5.5.2.2 الكانات المغلقة الموازيتان لتسليح الشد الأساسي ضروريان لمنع فشل شد قطري سابق لأوانه للكراسي أو القوس. يجب أن يكون توزيع A_h وفقاً لـ 16.5.6.6. إجمالي كمية التسليح المطلوبة لعبور وجه الركيزة، كما هو موضح في الشكل R.5.5.1b ، هو مجموع A_{sc} و A_h .

R16.5.6 Reinforcement detailing

R16.5.6 تفاصيل التسليح

CODE

الكود

16.5.6.3 At the front face of a bracket or corbel, primary tension reinforcement shall be anchored by (a), (b), or (c):
(a) A weld to a transverse bar of at least equal size that is designed to develop f_y of primary tension reinforcement
(b) Bending the primary tension reinforcement back to form a horizontal loop
(c) Other means of anchorage that develops f_y

16.5.6.3 عند الوجه الأمامي من القوس أو الجملون، يجب تثبيت التسليح الرئيسي للشد من (أ) أو (ب) أو (ج):
(أ) اللحام إلى سيخ عرضي متساوي في الحجم على الأقل مصممة لتثبيت FY للتسليح الرئيسي للشد
(ب) ثني حديد التسليح الرئيسي للشد لتشكيل حلقة أفقية
(ج) وسائل أخرى للتثبيت من أجل تثبيت f_y

COMMENTARY

التعليق

R16.5.6.3 For brackets and corbels of variable depth (refer to Fig. R16.5.1a), the stress at ultimate in the reinforcement is almost constant at approximately f_y from the face of support to the load point.

166,6,6,3 بالنسبة إلى الأقواس والكراسي ذات العمق المتغير (راجع الشكل 1-5-16 أ)، يكون الإجهاد العالي في التقوية ثابتاً تقريباً عند f_y من وجه الدعم لنقطة الحمل.

This is because the horizontal component of the inclined concrete compression strut is transferred to the primary tension reinforcement at the location of the vertical load. Therefore, reinforcement should be fully anchored at its outer end (refer to 16.5.6.3) and in the supporting column (refer to 16.5.6.4),

ويرجع ذلك إلى أن المكون الأفقي في دعامة الانضغاط الخرساني المائل يتم نقله إلى تسليح الشد الأساسي في موقع الحمل العمودي. لذلك، يجب أن تكون التسليح مثبتة بالكامل عند طرفها الخارجي (راجع 16.5.6.3) وفي العمود الداعم (راجع 16.5.6.4)،

so as to be able to develop its specified yield strength from the face of support to the vertical load (refer to Fig. R16.5.6.3a). Satisfactory anchorage at the outer end can be obtained by bending the primary tension reinforcement bars in a horizontal loop as specified in 16.5.6.3b, or by welding a bar of equal diameter or a suitably sized angle across the ends of the primary tension reinforcement bars. The weld detail used successfully in the corbel tests reported in **Mattock et al. (1976a)** is shown in Fig. R16.5.6.3b. Refer to **ACI Committee 408 (1966)**.

حتى تكون قادرة على تثبيت مقاومة الخضوع المحددة من وجه الركيزة إلى الحمل الرأسي (راجع الشكل a16.5.6.3). يمكن الحصول على تثبيت مرضية في الطرف الخارجي عن طريق ثني قضبان التسليح الأساسية للشد في حلقة أفقية كما هو محدد في 16.5.6.3b، أو عن طريق لحام قضيب بقطر متساو أو زاوية بحجم مناسب عبر نهايات قضبان التسليح الأساسية للشد. تفاصيل لحام المستخدمة بنجاح في اختبارات الكراسي ذكرت في ماتوك وآخرون. **(a1976)** مبين في الشكل R.16.5.6.3 ب. ارجع إلى لجنة **ACI 408 (1966)**.

An end hook in the vertical plane, with the minimum diameter bend, is not totally effective because a zone of unreinforced concrete beneath the point of loading will exist for loads applied close to the end of the bracket or corbel. For wide brackets (perpendicular to the plane of the figure) and loads not applied close to the end, U-shaped bars in a horizontal plane provide effective end hooks

إن الخطاف النهائي في المستوي العمودي، مع الحد الأدنى لثني القطر، ليس فعالاً تماماً لأن منطقة الخرسانة غير المسلحة تحت نقطة التحميل سوف تكون موجودة للأحمال المطبقة بالقرب من نهاية القوس أو الكراسي. بالنسبة للأقواس العريضة (عمودياً على مستوى الشكل) والأحمال غير المطبقة بالقرب من النهاية، توفر قضبان على شكل حرف U في مستوى أفقي خطافات فعالة

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

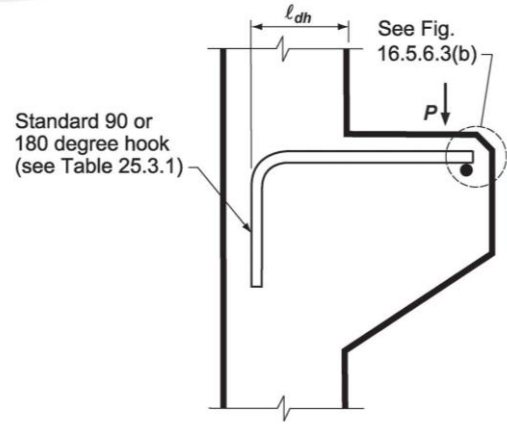


Fig. R16.5.6.3a—Member largely dependent on support and end anchorages.

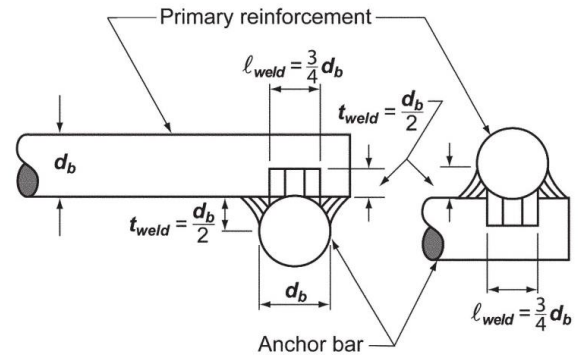


Fig. R16.5.6.3b—Weld details used in tests of Mattock et al. (1976a).

16.5.6.4 Primary tension reinforcement shall be developed at the face of the support.

16.5.6.4 يجب تثبيت التسليح الرئيسي للشد عند وجه الركيزة.

16.5.6.5 Development of tension reinforcement shall account for distribution of stress in reinforcement that is not directly proportional to the bending moment.

16.5.6.5 يجب أن يكون تثبيت تسليح الشد مسنولاً عن توزيع الاجهاد في التسليح الغير مناسب بشكل مباشر مع عزم الانحناء.

16.5.6.6 Closed stirrups or ties shall be spaced such that A_h is uniformly distributed within $(2/3)d$ measured from the primary tension reinforcement.

16.5.6.6 يتم فصل الشدادات أو كانات مغلقة بحيث يتم توزيع A_h بانتظام ضمن $(2/3)d$ مقاسة من التسليح الرئيسي للشد.

R16.5.6.5 Calculated stress in reinforcement at service loads, f_s , does not decrease linearly in proportion to a decreasing moment in brackets, corbels, and members of variable depth. Additional consideration is required for proper development of the flexural reinforcement.

R16.5.6.5 لا يقل الضغط المحسوب في التقوية عند أحمال الخدمة ، f_s ، بشكل خطي بما يتناسب مع عزم متناقصة بين قوسين، والكراسي، و عناصر متغيرة الأعماق. مطلوب مزيد من النظر عن التطور السليم لتسليح الانحناء

R16.5.6.6 Refer to R16.5.5.2.

CODE

الكود

CHAPTER 17—ANCHORING TO CONCRETE

17.1—Scope

الفصل 17 - التثبيت في الخرسانة 17.1 المجال

17.1.1 This chapter provides design requirements for anchors in concrete used to transmit structural loads by means of tension, shear, or a combination of tension and shear between: (a) connected structural elements; or (b) safety-related attachments and structural elements. Safety levels specified are intended for in-service conditions, rather than for short-term handling and construction conditions.

17.1.1 يقدم هذا الفصل متطلبات التصميم للتثبيت في الخرسانة المستخدمة لنقل الأحمال الإنشائية عن طريق الشد أو القص أو مزيج من الشد والقص بين: (أ) العناصر الإنشائية المتصلة. أو (ب) المرفقات والعناصر الإنشائية المتعلقة بالسلامة. تهدف مستويات السلامة المحددة إلى حالات الخدمة، بدلاً من حالات المناولة والبناء قصيرة المدة.

17.1.2 This chapter applies to cast-in anchors and to post installed expansion (torque-controlled and displacementcontrolled), undercut, and adhesive anchors. Adhesive anchors shall be installed in concrete having a minimum age of 21 days at time of anchor installation. Specialty inserts, through-bolts, multiple anchors connected to a single steel plate at the embedded end of the anchors, grouted anchors, and direct anchors such as powder or pneumatic actuated nails or bolts are not included in the provisions of this chapter. Reinforcement used as part of the embedment shall be designed in accordance with other parts of this Code.

17.1.2 ينطبق هذا الفصل على المثبتات المصبوبة في الموقع وعلى التوسعة التي يتم تثبيتها بشكل مسبق (تحكم عزم الالتواء والإزاحة) والمسامير الارتدادية واللصقة. تركيب المثبتات اللصقة في الخرسانة ويكون الحد الأدنى لعمرها 21 يوماً عند تركيب المسامير. لا تدرج في أحكام هذا الفصل مسامير الإدخال الخاصة، والمسامير المستقيمة، ومسامير متعددة الوصلات بصفحة فولاذية واحدة في الطرف المغروس للمسامير، والمثبتات الحادة، والمثبتات المباشرة مثل المسامير أو القضبان التي تعمل بالهواء المضغوط أو البراغي. يجب أن يتم تصميم التسليح المستخدم كجزء من الغرس وفقاً لأجزاء أخرى من هذا الكود.

COMMENTARY

التعليق

R17—ANCHORING TO CONCRETE

R17.1—Scope

R17 - التثبيت في الخرسانة R17.1 المجال

R17.1.1 This chapter is restricted in scope to structural anchors that transmit structural loads related to strength, stability, or life safety. Two types of applications are envisioned. The first is connections between structural elements where the failure of an anchor or an anchor group could result in loss of equilibrium or stability of any portion of the structure. The second is where safety-related attachments that are not part of the structure (such as sprinkler systems, heavy suspended pipes, or barrier rails) are attached to structural elements. The levels of safety defined by the combinations of load factors and ϕ -factors are appropriate for structural applications. Other standards may require more stringent safety levels during temporary handling.

17-17 يقتصر هذا الفصل على التثبيت الهيكلية التي تنقل الأحمال الهيكلية المتعلقة بالقوة أو الاستقرار أو سلامة الحياة. يتم تصور نوعين من التطبيقات.

الأولى هي التوصيلات بين العناصر الهيكلية حيث يؤدي فشل التثبيت أو مجموعة الارتساء إلى فقدان التوازن أو الاستقرار في أي جزء من الهيكل. والثاني هو حيث تعلق المرفقات المتعلقة بالسلامة التي ليست جزءاً من الهيكل (مثل أنظمة الرش، أنابيب علقت الثقيلة، أو القضبان الحاجز) إلى العناصر الهيكلية. إن مستويات السلامة التي تحددها توليفات عوامل الحمولة والعوامل تكون مناسبة للتطبيقات الهيكلية. قد تتطلب معايير أخرى مستويات أمان أكثر صرامة أثناء المعالجة المؤقتة.

R17.1.2 Provisions for design of adhesive anchors were added in the 2011 Code. Adhesive anchors are particularly sensitive to a number of factors including installation direction and loading type. Where adhesive anchors are used to resist sustained tension, the provisions include testing requirements for horizontal and upwardly inclined installations in 17.2.4 and design and certification requirements for sustained tension load cases in 17.2.5 and 17.8.2.2 through 17.8.2.4, respectively. Adhesive anchors qualified in accordance with ACI 355.4 are tested in concrete with compressive strengths within two ranges: 17 to 28 MPa and 45 to 59 MPa. Bond strength is, in general, not highly sensitive to concrete compressive strength. The design performance of adhesive anchors cannot be ensured by establishing a minimum concrete compressive strength at the time of installation in early-age concrete. Therefore, a minimum concrete age of 21 days at the time of adhesive anchor installation was adopted. The wide variety of shapes and configurations of specialty inserts precludes prescription of generalized tests and design equations. Specialty inserts are not covered by Chapter 17 provisions.

17-17 تم إضافة أحكام لتصميم المسامير اللصقة في قانون 2011. المسامير لاصقة حساسة بشكل خاص لعدد من العوامل بما في ذلك اتجاه التثبيت ونوع التحميل. حيث تستخدم المسامير لاصقة لمقاومة الشد المستمر، وتشمل أحكام متطلبات الاختبار للمنشآت الأفقية وتميل بالزيادة في 17.2.4 وتصميم وإصدار الشهادات متطلبات حالات الحمل للشد مستمرة في 17.2.5 و 17.8.2.2 و 17.8.2.4 ، على التوالي. ويتم اختبار المسامير لاصقة تاهل وفقاً لـ ACI 355.4 في الخرسانة مع قوة ضاغطة داخل نطاقين: 17-28 MPa و 45-59 MPa. قوة السندات، بشكل عام، ليست حساسة للغاية لقوة ضغط الخرسانة. لا يمكن ضمان أداء تصميم المسامير اللصقة عن طريق إنشاء قوة ضغط خرسانية دنيا عند التركيب في الخرسانة المبكرة. لذلك، تم تبني عمر محدد بعمر 21 يوماً كحد أدنى في وقت تثبيت المسامير اللصقة. مجموعة متنوعة واسعة من الأشكال والتكوينات من إدراج تخصص يمنع وصفة من الاختبارات المعممة ومعادلات التصميم. لا يشمل الفصل 17 الإدخالات الأحكام الخاصة.

CODE

الكود

17.1.3 Design provisions are included for the following types of anchors:

- Headed studs and headed bolts having a geometry that has been demonstrated to result in a pullout strength in uncracked concrete equal to or exceeding $1.4N_p$, where N_p is given in Eq. (17.4.3.4)
- Hooked bolts having a geometry that has been demonstrated to result in a pullout strength without the benefit of friction in uncracked concrete equal to or exceeding $1.4N_p$, where N_p is given in Eq. (17.4.3.5)
- Post-installed expansion and undercut anchors that meet the assessment criteria of **ACI 355.2**
- Adhesive anchors that meet the assessment criteria of **ACI 355.4**

17.1-3 يتم إدخال أحكام التصميم للأنواع التالية من المسامير:

(أ) مسامير برأس ومسامير محلزنة برأس ذات أبعاد هندسية أثبتت أنها تنتج عن قوة سحب في الخرسانة الغير مشققة تساوي أو تتجاوز $1.4N_p$ ، حيث يتم إعطاء N_p في المعادلة (17.4.3.4)

(ب) البراغي المحلزنة ذات الشكل الهندسي الذي ثبت أنه يؤدي إلى قوة سحب دون الاستفادة من الاحتكاك في الخرسانة الغير مشققة التي تساوي أو تتجاوز $1.4N_p$ ، حيث يتم إعطاء N_p في المعادلة (17.4.3.5)

(ج) التوسع بعد التثبيت والمسامير الارتدادية التي تفي بمعايير التقييم في **ACI 355.2**

(د) المسامير اللاصقة التي تستوفي معايير تقييم **ACI 355.4**

17.1.4 Load applications that are predominantly high cycle fatigue or impact loads are not covered by this chapter.

17.1.4 لا يشمل هذا الفصل تطبيقات الحمل التي تعاني من أحمال الفتل أو الصدم عالية الدورة.

17.2—General

17.2.1 Anchors and anchor groups shall be designed for critical effects of factored loads as determined by elastic analysis. Plastic analysis approaches are permitted where nominal strength is controlled by ductile steel elements, provided that deformational compatibility is taken into account.

17.2 عام

17.2.1 يتم تصميم المسامير ومجموعة المسامير للتأثيرات الحرجة للأحمال المصعدة كما يحددها التحليل المرن. يسمح بأساليب التحليل اللدن حيث يتم التحكم في القوة الاسمية بواسطة العناصر الفولاذية الدنة، بشرط أن يتم أخذ التشوه المتوافق.

17.2.1.1 Anchor group effects shall be considered wherever two or more anchors have spacing less than the critical spacing as follows:

17.2.1.1 يجب أن تؤخذ تأثيرات مجموعة المسامير في الاعتبار في حالة وجود مساميرين أو أكثر يمتلك تباعد أقل من التباعد الحرج كما يلي:

Failure mode under investigation	Critical spacing
Concrete breakout in tension	$3h_{ef}$
Bond strength in tension	$2c_{Na}$
Concrete breakout in shear	$3c_{al}$

under investigation shall be included in the group.

قيد التحقيق يجب أن تدرج في المجموعة.

COMMENTARY

التعليق

R17.1.3 Typical cast-in headed studs and headed bolts with geometries consistent with **ASME B1.1**, **B18.2.1**, and **B18.2.6** have been tested and proven to behave predictably, so calculated pullout strengths are acceptable. Post-installed anchors do not have predictable pullout strengths, and therefore qualification tests to establish the pullout strengths per **ACI 355.2** are required. For a postinstalled anchor to be used in conjunction with the requirements of this chapter, the results of the **ACI 355.2** tests have to indicate that pullout failures exhibit an acceptable load-displacement characteristic or that pullout failures are precluded by another failure mode. For adhesive anchors, the characteristic bond stress and suitability for structural applications are established by testing in accordance with **ACI 355.4**.

R17.1.3 تم اختبار المثبتات الرأسية المصبوبة في الموقع والمسامير الرأسية ذات الأشكال الهندسية المتسقة مع **ASME B1.1** و **B18.2.1** و **B18.2.6** وأثبتت أنها تتصرف بطريقة متوقعة ، لذلك فإن نقاط قوة السحب المحسوبة مقبولة. المسامير المثبتة بعد التثبيت لا تتمتع بقوة سحب متوقعة، ولذلك يلزم اختبارات التأهيل لتحديد نقاط قوة السحب لكل **ACI 355.2**. من أجل استخدام مسامير مثبتة مسبقاً مع متطلبات هذا الفصل، يجب أن تشير نتائج اختبارات **ACI 355.2** إلى أن حالات فشل الانسحاب تظهر خاصية إزاحة حمولة مقبولة أو أن حالات فشل الانسحاب يتم استبعادها من خلال وضع فشل آخر. بالنسبة للمسامير اللاصقة، يتم إنشاء ضغط الربط المميزة وملاءمتها للتطبيقات الهيكلية عن طريق الاختبار وفقاً لـ **ACI 355.4**.

R17.1.4 The exclusion from the scope of load applications producing high cycle fatigue or extremely short duration impact (such as blast or shock wave) are not meant to exclude seismic load effects. Section 17.2.3 presents additional requirements for design when seismic loads are included.

R17.1.4 لا يستهدف الاستبعاد من نطاق تطبيقات الحمولة التي تنتج إجهاد عالي المرونة أو تأثير قصير جداً (مثل الانفجار أو موجة الصدمة) استبعاد تأثيرات الحمولة الزلزالية. يقدم القسم 17.2.3 متطلبات إضافية للتصميم عندما يتم تضمين الأحمال الزلزالية.

R17.2—General

R17.2.1 When the strength of an anchor group is governed by breakage of the concrete, the behavior is brittle and there is limited redistribution of the forces between the highly stressed and less stressed anchors. In this case, the theory of elasticity is required to be used, assuming the attachment that distributes loads to the anchors is sufficiently stiff. The forces in the anchors are considered to be proportional to the external load and its distance from the neutral axis of the anchor group. If anchor strength is governed by ductile yielding of the anchor steel, significant redistribution of anchor forces can occur. In this case, an analysis based on the theory of elasticity will be conservative. **Cook and Klingner (1992a,b)** and **Lotze et al. (2001)** discuss nonlinear analysis, using theory of plasticity, for the determination of the capacities of ductile anchor groups.

R17.2 العام

R17.2.1 عندما تكون قوة مجموعة المسامير محكومة بتشقق للخرسانة ، فإن السلوك هش وهناك إعادة توزيع محدودة للقوى بين المسامير شديدة الشد والضغط الأقل. في هذه الحالة، يجب استخدام نظرية المرونة، على افتراض أن التعليق الذي يوزع الأحمال على المسامير يكون قاسياً بما فيه الكفاية. تعتبر القوى الموجودة في المسامير متناسبة مع الحمل الخارجي وبعدها عن المحور المحايد لمجموعة الارتساء. إذا كانت قوة المسامير محكومة بإنتاج الدكته من صلب المسامير ، فيمكن أن تحدث إعادة توزيع كبيرة للقوى المسامير. في هذه الحالة، سيكون التحليل القائم على نظرية المرونة محافظاً. **Cook and Klingner (1992a)** و **Lotze et al. (2001)** مناقشة التحليل اللاخطي ، باستخدام نظرية اللدونة ، لتحديد قدرات مجموعات مسامير الدكتايل.

CODE

الكود

17.2.2 The design strength of anchors shall equal or exceed the largest required strength calculated from the applicable load combinations in **5.3**.

17.2.2 يجب أن تساوي المقاومة التصميمية للمسامير أو تتجاوز أكبر قوة مطلوبة محسوبة من تراكيب الاحمال المطبقة في **5.3**.

17.2.3 Seismic design

17.2.3.1 Anchors in structures assigned to Seismic Design Category (SDC) C, D, E, or F shall satisfy the additional requirements of 17.2.3.2 through 17.2.3.7

17.2.3 التصميم الزلزالي

17.2.3.1 يجب أن تستوفي المسامير في المنشآت المخصصة لفئة التصميم الزلزالي (SDC) C أو D أو E أو F المتطلبات الإضافية من 17.2.3.2 إلى 17.2.3.7

COMMENTARY

التعليق

R17.2.3 Seismic design—Unless 17.2.3.4.1 or 17.2.3.5.1 apply, all anchors in structures assigned to Seismic Design Categories (SDC) C, D, E, or F are required to satisfy the additional requirements of 17.2.3.1 through 17.2.3.7, regardless of whether earthquake loads are included in the controlling load combination for the anchor design. In addition, all post-installed anchors in structures assigned to SDC C, D, E, or F must meet the requirements of **ACI 355.2** or **ACI 355.4** for prequalification of anchors to resist earthquake loads. Ideally, for tension loadings, anchor strength should be governed by yielding of the ductile steel element of the anchor. If the anchor cannot meet the specified ductility requirements of 17.2.3.4.3(a), then the attachment should be either designed to yield if it is structural or light gauge steel, or designed to crush if it is wood. If ductility requirements of 17.2.3.4.3(a) are satisfied, then any attachments to the anchor should be designed not to yield. In designing attachments using yield mechanisms to provide adequate ductility, as permitted by 17.2.3.4.3(b) and 17.2.3.5.3(a), the ratio of specified yield strength to expected strength for the material of the attachment should be considered in determining the design force.

التوصية **17.2.3** التصميم الزلزالي - ما لم يتم تطبيق الرقم **17.2.3.4.1** أو **17.2.3.5.1**، فإن جميع المسامير في الهياكل المخصصة لفئات التصميم الزلزالي (SDC) C أو D أو E أو F مطلوبة لتلبية المتطلبات الإضافية **17.2.3.1** إلى **17.2.3.7**، بغض النظر عما إذا كانت أحمال الزلازل متضمنة في تركيبة الحمل المسيطر لتصميم المسامير. بالإضافة إلى ذلك، يجب أن تفي جميع المسامير المثبتة في التركيبات المخصصة لـ SDC C أو D أو E أو F بمتطلبات **ACI 355.2** أو **ACI 355.4** للتأهيل المسبق للمسامير لمقاومة أحمال الزلازل. من الناحية المثالية، لتحمل الشد، يجب أن تحكم قوة المسامير بإنتاج عنصر الفولاذ المرن في المسامير. إذا لم تستطع الخضوع لتلبية متطلبات الليونة المحددة من **17.2.3.4.3** (a)، فيجب أن يكون المرفق إما مصممًا لمقاومة الخضوع إذا كان من الفولاذ الهيكلي أو المقياس الخفيف، أو مصمم للسحق إذا كان خشبًا. إذا تم استيفاء متطلبات الليونة **17.2.3.4.3** (a)، فيجب عندئذٍ تصميم أي مرفقات للمسامير على عدم الخضوع. عند تصميم المرفقات باستخدام الخضوع لتوفير ليونة ملائمة، كما هو مسموح به في **17.2.3.4.3** (b) و **17.2.3.5.3** (a)، يجب اعتبار نسبة مقاومة الخضوع المحددة إلى المقاومة المتوقعة لمواد المرفق.

The value used for the expected strength should consider both material overstrength and strain hardening effects. For example, the material in a connection element could yield and, due to an increase in its strength with strain hardening, cause a secondary failure of a sub-element or place extra force or deformation demands on the anchors. For a structural steel attachment, if only the specified yield strength of the steel is known, the expected strength should be taken as approximately 1.5 times the specified yield strength. If the actual yield strength of the steel is known, the expected strength should be taken as approximately 1.25 times the actual yield strength. Under seismic conditions, the direction of shear may not be predictable. The full shear force should be assumed in any direction for a safe design.

في تحديد قوة التصميم. يجب أن تأخذ القيمة المستخدمة للمقاومة المتوقعة في الاعتبار كلاً من المقاومة الفيزيائية للتأثيرات الصعبة للانفعال. على سبيل المثال، يمكن أن تنتج الخضوع الموجودة في عنصر الوصلة، ونتيجة لارتفاع مقاومتها مع التأثيرات الصعبة للانفعال، تتسبب في فشل ثانوي لعنصر فرعي أو وضع قوة إضافية أو تشوه يتطلب على المسامير. بالنسبة للفولاذ الإنشائي المرفق، إذا كانت مقاومة الخضوع المحددة للصلب فقط معروفة، يجب أن تؤخذ القوة المتوقعة على أنها 1.5 مرة تقريباً من مقاومة الخضوع المحددة. إذا كانت مقاومة الخضوع الفعلية للصلب معروفة، يجب أن تؤخذ القوة المتوقعة كقيمة تقارب 1.25 مرة من قوة الخضوع الفعلية. في ظل الظروف الزلزالية، قد يكون اتجاه القص لا يمكن التنبؤ به. يجب أن نفترض قوة القص الكاملة في أي اتجاه لتصميم آمن.

CODE

الكود

17.2.3.2 The provisions of this chapter do not apply to the design of anchors in plastic hinge zones of concrete structures under earthquake forces.

17.2.3.2 لا تنطبق أحكام هذا الفصل على تصميم المسامير في مناطق المفصلات اللدنة من الهياكل الخرسانية تحت قوى الزلزال.

17.2.3.3 Post-installed anchors shall be qualified for earthquake loading in accordance with **ACI 355.2** or **ACI 355.4**. The pullout strength N_p and steel strength in shear V_{sa} of expansion and undercut anchors shall be based on the results of the ACI 355.2 Simulated Seismic Tests. For adhesive anchors, the steel strength in shear, V_{sa} , and the characteristic bond stresses, τ_{uncr} and τ_{cr} , shall be based on results of the ACI 355.4 Simulated Seismic Tests.

17.2.3.3 يجب أن تكون المسامير لاحقة التثبيت مؤهلة للتحميل الزلزالي وفقاً للمواصفة **ACI 355.2** أو **ACI 355.4**. يجب أن تستند قوة السحب N_p ومقاومة الحديد في القص V_{sa} للمسامير الموسعة والارتدادية إلى نتائج اختبارات **ACI 355.2** المحاكاة للزلازل. للمسامير اللاصقة، يجب أن تعتمد مقاومة الحديد في القص، V_{sa} ، وأجهادات الربط المميزة، τ_{uncr} و τ_{cr} ، على نتائج اختبارات **ACI 355.4** المحاكاة للزلازل.

17.2.3.4 Requirements for tensile loading

17.2.3.4.1 Where the tensile component of the strength level earthquake force applied to a single anchor or group of anchors is equal to or less than 20 percent of the total factored anchor tensile force associated with the same load combination, it shall be permitted to design a single anchor or group of anchors to satisfy 17.4 and the tensile strength requirements of 17.3.1.1.

17.2.3.4 متطلبات تحميل الشد

17.2.3.4.1 عندما تكون مقاومة عنصر الشد لمتسوى القوة الزلزالية المطبقة على مسمار واحد أو مجموعة من المسامير يساوي أو أقل من 20 في المئة من قوة الشد الكلية المصعدة للمسمار مرتبطة مع تركيبة الحمل نفسه، يسمح بتصميم مسمار واحدة أو مجموعة من المسامير لتلبية 17.4 ومتطلبات مقاومة الشد من 17.3.1.1.

COMMENTARY

التعليق

R17.2.3.2 The design provisions in this chapter do not apply for anchors in plastic hinge zones. The possible higher levels of cracking and spalling in plastic hinge zones are beyond the conditions for which the nominal concrete governed strength values in this chapter are applicable. Plastic hinge zones are considered to extend a distance equal to twice the member depth from any column or beam face, and also include any other sections in walls, frames, and slabs where yielding of reinforcement is likely to occur as a result of lateral displacements. Where anchors must be located in plastic hinge regions, they should be detailed so that the anchor forces are transferred directly to anchor reinforcement that is designed to carry the anchor forces into the body of the member beyond the anchorage region. Configurations that rely on concrete tensile strength should not be used.

17.2.3.2 لا تنطبق أحكام التصميم الواردة في هذا الفصل على المسامير في مناطق المفصلات المرنة. إن المستويات العالية المحتملة للتشقق والشق في مناطق المفصلات المرنة تتجاوز الشروط التي تنطبق عليها قيم القوة الاسمية المضمنة في هذا الفصل.

تعتبر مناطق المفصلات المرنة لتمديد مسافة تساوي ضعف العمق العضو من أي وجه عمود أو الكمر، وتشمل أيضاً أي مقاطع أخرى في الجدران والإطارات، و البلاطة حيث من المرجح أن يحدث الخضوع من التسليح نتيجة للازاحة الجانبية. يجب أن يكون موقع المسامير في مناطق المفصلات المرنة، يجب أن تكون مفصلة بحيث يتم نقل قوات المسمار مباشرة إلى تسليح التثبيت التي تم تصميمها لتحمل قوات التثبيت في جسم العنصر خارج منطقة الإرساء. لا يجب استخدام والاعتماد على مقاومة الخرسانة للشد

R17.2.3.3 Anchors that are not suitable for use in cracked concrete should not be used to resist earthquake loads. Qualification of post-installed anchors for use in cracked concrete is an integral part of the qualification for resisting earthquake loads in **ACI 355.2** and **ACI 355.4**. The design values obtained from the Simulated Seismic Tests of ACI 355.2 and ACI 355.4 are expected to be less than those for static load applications.

3-3-17-3 لا ينبغي استخدام المسامير غير المناسبة للاستخدام في الخرسانة المشققة لمقاومة أحمال الزلازل. يعتبر تأهيل المسامير المثبتة مسبقاً للاستخدام في الخرسانة المشققة جزءاً لا يتجزأ من التأهيل لمقاومة أحمال الزلازل في **ACI 355.2** و **ACI 355.4**. من المتوقع أن تكون قيم التصميم التي تم الحصول عليها من اختبارات محاكاة الزلازل المحوسبة **ACI 355.2** و **ACI 355.4** أقل من تلك الخاصة بتطبيقات الأحمال الاستاتيكية.

R17.2.3.4 Requirements for tensile loading

R17.2.3.4.1 The requirements of 17.2.3.4.3 need not apply where the applied earthquake tensile force is a small fraction of the total factored tension force.

17 ر 17.2.3.4.1 4 متطلبات تحميل الشد
النوصية 17-3-2-4 لا تنطبق متطلبات الرقم 17.2.3.4.3 عندما تكون قوة شد الزلازل المطبقة جزءاً صغيراً من مجموع عوامل قوى الشد.

CODE

الكود

17.2.3.4.2 Where the tensile component of the strength level earthquake force applied to anchors exceeds 20 percent of the total factored anchor tensile force associated with the same load combination, anchors and their attachments shall be designed in accordance with 17.2.3.4.3. The anchor design tensile strength shall be determined in accordance with 17.2.3.4.4.

17.2.3.4.2 عندما تكون مقاومة عنصر الشد لمتسوى القوة الزلزالية المطبقة على مجموعة من المسامير يتجاوز 20 في المئة من قوة الشد الكلية المصعدة للمسامير مرتبطة مع تركيبة الحمل نفسه، يجب تصميم المسامير ومرفقاتها طبقاً للفقرة 17.2.3.4.3. يتم تحديد مقاومة الشد في تصميم المسامير وفقاً للفقرة 17.2.3.4.4.

17.2.3.4.3 Anchors and their attachments shall satisfy one of options (a) through (d):

(a) For single anchors, the concrete-governed strength shall be greater than the steel strength of the anchor. For anchor groups, the ratio of the tensile load on the most highly stressed anchor to the steel strength of that anchor shall be equal to or greater than the ratio of the tensile load on tension loaded anchors to the concrete-governed strength of those anchors. In each case:

(i) The steel strength shall be taken as 1.2 times the nominal steel strength of the anchor.

(ii) The concrete-governed strength shall be taken as the nominal strength considering pullout, side-face blowout, concrete breakout, and bond strength as applicable. For consideration of pullout in groups, the ratio shall be calculated for the most highly stressed anchor. In addition, the following shall be satisfied:

(iii) Anchors shall transmit tensile loads via a ductile steel element with a stretch length of at least eight anchor diameters unless otherwise determined by analysis.

(iv) Where anchors are subject to load reversals, the anchor shall be protected against buckling.

17.2.3.4.3 يجب أن تلبى المسامير وملحقاتها أحد الخيارات من (أ) إلى (د):
(أ) بالنسبة للمسامير المفردة، يجب أن تكون مقاومة الخرسانة أكبر من القوة الفولاذية للمسامير. بالنسبة لمجموعة من المسامير، يجب أن تكون نسبة حمل الشد على المسامير الأكثر إجهاداً إلى مقاومة الحديد في ذلك المسامير مساوية أو أكبر من نسبة حمل الشد على المسامير المحملة بالشد لمقاومة خرسانة تلك المسامير. في كل حالة:

(1) يجب أن تؤخذ مقاومة الحديد 1.2 أضعاف مقاومة الحديد الاسمية للمسامير.

(2) يجب أن تؤخذ مقاومة الخرسانة المتحكم كمقاومة اسمية معتبرة بالانسحاب، والانفجار الجانبي للوجه، وأختراق الخرسانة، ومقاومة الربط عند الاقتضاء. للنظر في الانسحاب في مجموعات، وتحسب النسبة لأكثر مسامير معرض للشد للغاية. بالإضافة إلى ما يلي.

(3) يجب على المسامير أن تنقل أحمال الشد عن طريق عنصر الحديد اللدن بطول امتداد لا يقل عن ثمانية أقطار المسامير ما لم يحدد التحليل خلاف ذلك.

(4) عندما تخضع المسامير لانعكاسات الحمل، يجب حماية المسامير الالتواء

COMMENTARY

التعليق

R17.2.3.4.2 If the ductile steel element is **ASTM A36** or **ASTM A307** steel, the *f_{ut}/f_y* value is typically approximately 1.5 and the anchor can stretch considerably before rupturing at the threads. For other steels, calculations may need to be made to ensure that a similar behavior can occur.

17. 2. 3. 4. 2 إذا كان عنصر الفولاذ المرن هو **ASTM A36** أو **ASTM A307** ، فإن قيمة *f_{ut} / f_y* تكون عادة حوالي 1.5 ويمكن أن تمتد المسامير بشكل كبير قبل التمزق عند الاطراف. بالنسبة إلى الفولاذ الأخرى، قد يلزم إجراء الحسابات لضمان حدوث سلوك مماثل.

Section R17.4.1.2 provides additional information on the steel properties of anchors. Provision of upset threaded ends, whereby the threaded end of the rod is enlarged to compensate for the area reduction associated with threading, can ensure that yielding occurs over the stretch length regardless of the ratio of the yield to ultimate strength of the anchor.

القسم **R17.4.1.2** يوفر معلومات إضافية عن خصائص الفولاذ من المسامير. توفير نهايات ملولبة متقلبة، حيث يتم تكبير نهاية الترابط من قضيب للتعويض عن الحد من المساحة المرتبطة، يمكن تأكد من أن الخضوع يحدث على طول التمدد بغض النظر عن نسبة الخضوع إلى القوة النهائية للمرسة.

R17.2.3.4.3 Four options are provided for determining the required anchor or attachment strength to protect against nonductile tension failure:

In option (a), anchor ductility requirements are imposed and the required anchor strength is that determined using strength-level earthquake forces acting on the structure. Research (Hoehler and Eligehausen 2008; Vintzileou and Eligehausen 1992) has shown that if the steel of the anchor yields before the concrete anchorage fails, no reduction in the anchor tensile strength is needed for earthquake loadings. Ductile steel anchors should satisfy the definition for ductile steel elements in **Chapter 2**.

17. 2. 3. 4. 3 أ. 3-3-4 يتم توفير أربعة خيارات لتحديد قوة التثبيت أو التعلق المطلوبة للحماية من فشل الشد غير المتسلسل: في الخيار (أ)، يتم فرض متطلبات ليونة مسامير ويتم تحديد قوة المسامير المطلوبة باستخدام قوى الزلزال على مستوى القوة التي تعمل على الهيكل. وقد أظهرت الأبحاث (Hoehler و Eligehausen عام 2008؛ Vintzileou و Eligehausen 1992) أنه في حالة فشل الخضوع لمسامير الفولاذ قبل تفكيك التثبيت الخرسانية، فلا حاجة إلى أي تخفيض في قوة شد المسامير من أجل تحميل الزلازل. يجب أن تفي مراسي الفولاذ المرن بتعريف العناصر الفولاذية القابلة للسحب في الفصل 2.

To facilitate comparison between steel strength, which is based on the most highly-stressed anchor, and concrete strength based on group behavior, the design is performed on the basis of the ratio of applied load to strength for the steel and concrete, respectively. For some structures, anchors provide the best locations for energy dissipation in the nonlinear range of response. The stretch length of the anchor affects the lateral displacement capacity of the structure and, therefore, that length needs to be sufficient such that the displacement associated with the design-basis earthquake can be achieved (**FEMA P750**).

ولتسهيل المقارنة بين قوة الفولاذ، والتي تعتمد على أكثر مسامير شد، وقوة الخرسانة على أساس سلوك المجموعة، يتم تنفيذ التصميم على أساس نسبة الحمل المطبق إلى القوة للفولاذ والخرسانة، على التوالي. بالنسبة لبعض الهياكل، توفر المسامير أفضل المواقع لتبديد الطاقة في نطاق الاستجابة غير الخطية. ويؤثر طول التمدد على قدرة الإزاحة الجانبية للهيكل، وبالتالي، يجب أن يكون الطول كافياً بحيث يمكن تحقيق الإزاحة المرتبطة بالزلزال القائم على التصميم (**FEMA P750**).

CODE

الكود

(v) Where connections are threaded and the ductile steel elements are not threaded over their entire length, the ratio of f_{ut}/f_y shall not be less than 1.3 unless the threaded portions are upset. The upset portions shall not be included in the stretch length.

(vi) Deformed reinforcing bars used as ductile steel elements to resist earthquake effects shall be limited to **ASTM A615** Grades 40 and 60 satisfying the requirements of **20.2.2.5(b)** or **ASTM A706** Grade 60.

(b) The anchor or group of anchors shall be designed for the maximum tension that can be transmitted to the anchor or group of anchors based on the development of a ductile yield mechanism in the attachment in tension, flexure, shear, or bearing, or a combination of those conditions, and considering both material overstrength and strain hardening effects for the attachment. The anchor design tensile strength shall be calculated from 17.2.3.4.4.

(c) The anchor or group of anchors shall be designed for the maximum tension that can be transmitted to the anchors by a non-yielding attachment. The anchor design tensile strength shall be calculated from 17.2.3.4.4.

(d) The anchor or group of anchors shall be designed for the maximum tension obtained from design load combinations that include E , with E increased by Ω_o . The anchor design tensile strength shall satisfy the tensile strength requirements of 17.2.3.4.4.

(5) عندما تكون الوصلات مترابطة والعناصر الفولاذية اللدنة غير مترابطة على طولها بالكامل، يجب ألا تقل نسبة f_{ut}/f_y عن 1.3 إلا إذا كانت الأجزاء المترابطة ضيقة. يجب ألا يتم إدخال الأجزاء الضيقة في طول التمدد.

(6) يجب أن تقتصر أسياخ التسليح المحلزنة المستخدمة كعناصر فولاذية لدنة لمقاومة تأثيرات الزلزال على **ASTM A615** التدرجات 40 و 60 التي تستوفي متطلبات **20.2.2.5 (ب)** أو **ASTM A706** تدرج 60.

(ب) يتم تصميم المسمار أو مجموعة من المسامير من أجل أقصى شد يمكن نقله إلى المسمار أو مجموعة من المسامير بناءً على تثبيت آلية الخضوع للشد المرفق في الشد أو الانحناء أو القص أو التحميل، أو مزيج من هذه الحالات، والنظر في كل من زيادة مقاومة المواد والتأثيرات الصعبة للأنفعال للمرفق. تحسب مقاومة الشد التصميمية للمسمار من 17.2.3.4.4.

(ج) يجب تصميم مسمار أو مجموعة من المسامير من أجل أقصى شد يمكن نقله إلى المسمار أو مجموعة من المسامير بواسطة ملحق غير خاضع. تحسب مقاومة الشد التصميمية للمسمار من 17.2.3.4.4.

(د) يجب تصميم مسمار أو مجموعة من المسامير من أجل أقصى شد الناتج عن تراكيب الحمل التصميمي التي تشمل E ، مع زيادة E بالقيمة Ω_o . يجب أن تستوفي مقاومة الشد التصميمية للمسمار متطلبات مقاومة الشد عند 17.2.3.4.4.

COMMENTARY

التعليق

Observations from earthquakes indicate that the provision of a stretch length of eight anchor diameters results in good structural performance. Where the required stretch length is calculated, the relative stiffness of the connected elements needs to be considered. When an anchor is subject to load reversals, and its yielding length outside the concrete exceeds six anchor diameters, buckling of the anchor in compression is likely. Buckling can be restrained by placing the anchor in a tube. However, care must be taken that the tube does not share in resisting the tensile load assumed to act on the anchor. For anchor bolts that are not threaded over their length, it is important to ensure that yielding occurs over the unthreaded portion of the bolt within the stretch length prior to failure in the threads. This is accomplished by maintaining sufficient margin between the specified yield and ultimate strengths of the bolt. It should be noted that the available stretch length may be adversely influenced by construction techniques (for example, the addition of leveling nuts to the examples shown in Fig. R17.2.3.4.3)

تشير المشاهدات من الزلازل إلى أن توفير امتداد طولية ثمانية أقطار مسمار يؤدي إلى أداء هيكلي جيد. عند حساب طول التمدد المطلوب، يجب مراعاة الصلابة النسبية للعناصر المتصلة. عندما يتعرض مسمار لانعكاسات الحمل، ويزيد طول إنتاجها خارج الخرسانة عن ستة أقطار المسمار، من المحتمل أن تصل عملية ربط المسمار في الضغط. يمكن كبح الانبعاج عن طريق وضع المسمار في الأنبوب. ومع ذلك، يجب الحرص على عدم مشاركة الأنبوب في مقاومة حمل الشد المفترض أن يعمل على المسمار. لربط المسامير التي لا تتراكم على طولها، من المهم التأكد من أن الخضوع يحدث على الجزء غير المميز من البرغي ضمن طول التمدد قبل حدوث فشل في الترابط. ويتم تحقيق ذلك عن طريق الحفاظ على هامش كافٍ بين الخضوع المحدد والقوة النهائية للمسمار. وتجدر الإشارة إلى أن طول التمدد المتاح يمكن أن يتأثر سلباً بتقنيات البناء (على سبيل المثال، إضافة صواميل التسوية إلى الأمثلة الموضحة في الشكل. (R17.2.3.4.3)

In option (b), the anchor is designed for the tension force associated with the expected strength of the metal or similar material of the attachment. For option (b), as discussed in R17.2.3, care must be taken in design to consider the consequences of potential differences between the specified yield strength and the expected strength of the attachment. An example is 18.5.2.2 for the design of connections of intermediate precast walls where a connection not designed to yield should develop at least $1.5S_y$, where S_y is the nominal strength of the yielding element based on its specified yield strength.

في الخيار (ب)، تم تصميم المسمار لقوة الشد المرتبطة بالمقاومة المتوقعة من المعدن أو مادة مماثلة من المرفق. بالنسبة للخيار (ب)، كما ناقش في التوصية 17.2.3، يجب توخي الحذر في التصميم للنظر في عواقب الاختلافات المحتملة بين مقاومة الخضوع المحددة والقوة المتوقعة للمرفق. مثال على ذلك هو 18.5.2.2 لتصميم وصلات الجدران الوسيطة مسبقة الصب حيث يجب أن يحدث اتصال غير مصمم للنمو على الأقل $1.5S_y$ ، حيث S_y هي القوة الاسمية للعنصر استناداً إلى مقاومة الخضوع المحددة

Similarly, steel design manuals require structural steel connections that are designated nonyielding and part of the seismic load path to have design strengths that exceed a multiple of the nominal strength. That multiple depends on a factor relating the likely actual to specified yield strength of the material and an additional factor exceeding unity to account for material strain hardening. For attachments of cold-formed steel or wood, similar principles should be used for determining the expected strength of the attachment in order to determine the required strength of the anchorage.

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

Additional guidance on the use of options (a) through (d) is provided in the 2009 edition

وبالمثل، فإن كتيبات تصميم الفولاذ تتطلب توصيلات فولاذية هيكلية يتم تخصيصها وجزء منها مسار الحمولة الزلزالية لديها قوة تصميم تتجاوز أكثر من القوة الاسمية. هذا متعددة تعتمد على عامل متعلق الفعلي المحتمل لمقاومة الخضوع المحددة للمادة وعامل إضافي يتجاوز الوحدة لحساب ترابط مقاومة الانفعال الصلبة. بالنسبة لمرفقات الفولاذ أو الخشب المشكل على البارد، يجب استخدام مبادئ مماثلة لتحديد القوة المتوقعة للمرفق من أجل تحديد القوة المطلوبة للرسم. تم توفير إرشادات إضافية حول استخدام الخيارات من (أ) إلى (د) في طبعة 2009 من الأحكام

of the NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures (FEMA P750). The design of anchors in accordance with option (a) should be used only where the anchor yield behavior is well defined and where the interaction of the yielding anchor with other elements in the load path has been adequately addressed. For the design of anchors per option (b), the force associated with yield of a steel attachment, such as an angle, baseplate, or web tab, should be the expected strength, rather than the specified yield strength of the steel. Option (c) may apply to a variety of special cases, such as the design of sill bolts where the crushing of the wood limits the force that can be transferred to the bolt, or where the provisions of the American National Standards Institute/American Institute of Steel Construction (AISC) Code Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC 341) specify loads based on member strengths.

. الموصى بها من NEHRP للمباني الجديدة والهيكل الأخرى (FEMA P750). يجب استخدام تصميم المسامير وفقاً للخيار (أ) فقط عندما يكون سلوك الخضوع المسمار محدداً بشكل جيد وحيث تم التعامل بشكل ملائم مع تفاعل المراسي الخضوع مع العناصر الأخرى في مسار الحمل. بالنسبة لتصميم مراسي لكل خيار (b)، يجب أن تكون القوة المصاحبة لخضوع المرفق الصلب، مثل الزاوية، أو البلاطة، أو الشفة، القوة المتوقعة، بدلاً من مقاومة الخضوع المحددة للصلب. قد ينطبق الخيار (ج) على مجموعة متنوعة من الحالات الخاصة، مثل تصميم مسامير الملقط، حيث يحد سحق الخشب من القوة التي يمكن نقلها إلى البرغي، أو حيثما تكون أحكام المعهد الأمريكي القومى للمعايير / المعهد الأمريكي. من قانون الإنشاءات الفولاذية (AISC 341) تحدد القواعد الزلزالية للمباني الفولاذية الإنشائية (AISC 341) الأحمال بناء على نقاط مقاومة الأعضاء.

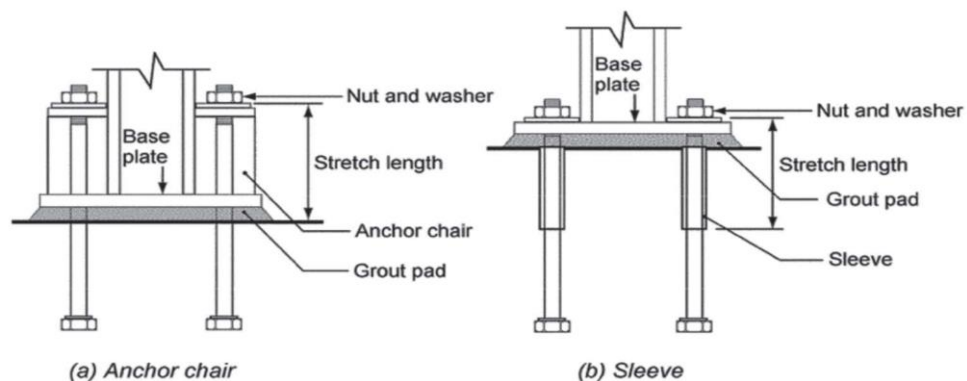


Fig. R17.2.3.4.3—Illustrations of stretch length.

CODE الكود

17.2.3.4.4 The anchor design tensile strength for resisting earthquake forces shall be determined from consideration of (a) through (e) for the failure modes given in Table 17.3.1.1 assuming the concrete is cracked unless it can be demonstrated that the concrete remains uncracked:

- (a) ϕN_{sa} for a single anchor, or for the most highly stressed individual anchor in a group of anchors
 - (b) $0.75\phi N_{cb}$ or $0.75\phi N_{cbg}$, except that N_{cb} or N_{cbg} need not be calculated where anchor reinforcement satisfying 17.4.2.9 is provided
 - (c) $0.75\phi N_{pn}$ for a single anchor, or for the most highly stressed individual anchor in a group of anchors
 - (d) $0.75\phi N_{sb}$ or $0.75\phi N_{sbg}$
 - (e) $0.75\phi N_a$ or $0.75\phi N_{ag}$
- where ϕ is in accordance with 17.3.3.

17.2.3.4.4 يتم تحديد مقاومة الشد التصميمية للمسمار لمقاومة قوى الزلازل من اعتبارها (أ) إلى (هـ) لأنماط الانهيار الواردة في الجدول 17.3.1.1 بافتراض أن الخرسانة متشققة ما لم يثبت أن الخرسانة لا تزال غير مشققة:

(أ) ϕN_{sa} لمسمار واحد، أو لأكثر مسامير مستقلة شديدة الاجهاد في مجموعة من المسامير

(ب) $0.75\phi N_{cb}$ or $0.75\phi N_{cbg}$ ، باستثناء أنه لا يلزم حساب N_{cb} أو N_{cbg} حيث يتم توفير تسليح مسمار يستوفي 17.4.2.9

(ج) $0.75\phi N_{pn}$ لمسمار واحد، أو لأكثر مسامير مستقلة شديدة الاجهاد في مجموعة من المسامير

(د) $0.75\phi N_{sb}$ or $0.75\phi N_{sbg}$

(هـ) $0.75\phi N_a$ or $0.75\phi N_{ag}$

حيث ϕ تتوافق مع 17.3.3.

17.2.3.4.5 Where anchor reinforcement is provided in accordance with 17.4.2.9, no reduction in design tensile strength beyond that specified in 17.4.2.9 shall be required.

17.2.3.4.5 في حالة توفير تسليح للمسمار وفقاً للفقرة 17.4.2.9، لا يلزم أي تخفيض في مقاومة الشد التصميمية إلى ما بعد ذلك المحددة في 17.4.2.9.

COMMENTARY التعليق

R17.2.3.4.4 The reduced anchor nominal tensile strengths associated with concrete failure modes is to account for increased cracking and spalling in the concrete resulting from seismic actions. Because seismic design generally assumes that all or portions of the structure are loaded beyond yield, it is likely that the concrete is cracked throughout for the purpose of determining the anchor strength. In locations where it can be demonstrated that the concrete does not crack, uncracked concrete may be assumed for determining the anchor strength as governed by concrete failure modes

17-3-4-4 تقلل قوة مقاومة الشد الاسمية المصاحبة لطرق انهيار الخرسانية عن زيادة التشقق والابتلاع في الخرسانة الناتجة عن الإجراءات الزلزالية. نظراً لأن التصميم الزلزالي يفترض عموماً أن جميع أجزاء الهيكل أو أجزاءها يتم تحميلها بشكل يتجاوز الخضوع ، فمن المرجح أن يتم تشقق الخرسانة طوال الوقت لغرض تحديد قوة المسمار. في الأماكن التي يمكن فيها إثبات أن الخرسانة لا تتكسر، يمكن افتراض الخرسانة غير المشققة لتحديد قوة المسمار التي تحكمها أوضاع الفشل الخرساني

R17.2.3.4.5 Where anchor reinforcement as defined in 17.4.2.9 and 17.5.2.9 is used, with the properties as defined in 20.2.2.5, no separation of the potential breakout prism from the substrate is likely to occur provided the anchor reinforcement is designed for a load greater than the concrete breakout strength.

عندما يتم استخدام تسليح المربط كما تم تعريفه في 17,4,2,9 و 17,5,2,9 ، مع الخصائص كما تم تعريفها في 20,2,2,5 ، فإنه من غير المحتمل حدوث فصل لمخطط الإنكسار المحتمل من الركيزة بشرط أن تكون تسليح المسمار مصممة لتحمل أكبر من قوة اختراق الخرسانة.

CODE

الكود

17.2.3.5 Requirements for shear loading

17.2.3.5 متطلبات تحميل القص

COMMENTARY

التعليق

R17.2.3.5 Requirements for shear loading—Where the shear component of the earthquake force applied to the anchor exceeds 20 percent of the total anchor shear force, three options are recognized for determining the required shear strength to protect the anchor or group of anchors against premature shear failure. Option (a) of 17.2.3.4.3 is not available for shear because the cross section of the steel element of the anchor cannot be configured so that steel failure in shear provides any meaningful degree of ductility.

R.5.17-28 متطلبات تحميل القص - عندما يتجاوز عنصر القص لقوة الزلزال التي يتم تطبيقها على المسمار 20 في المائة من إجمالي قوة القص في المسمار ، يتم التعرف على ثلاثة خيارات لتحديد مقاومة القص المطلوبة لحماية المسمار أو مجموعة المسمار ضد فشل القص السابق لأوانه. الخيار (أ) من 17.2.3.4.3 غير متاح للقص لأن المقطع العرضي للعنصر الفولاذ في المسمار لا يمكن تهيئته بحيث أن فشل الفولاذ في القص يوفر درجة معقولة من الليونة

Design of the anchor or group of anchors for the strength associated with force-limiting mechanisms under option (b), such as the bearing strength at holes in a steel attachment or the combined crushing and bearing strength for wood members, may be particularly relevant. Tests on typical anchor bolt connections for wood-framed shear walls (Fennel et al. 2009) showed that wood components attached to concrete with minimum edge distances exhibited ductile behavior. Wood “yield” (crushing) was the first limiting state and resulted in nail slippage in shear.

. قد يكون تصميم مسمار أو مجموعة من المسامير للقوة المرتبطة بآليات تقييد القوة في إطار الخيار (b)، مثل قوة التحمل عند ثقوب في مرفق فولاذي أو قوة التشقق والتحمل المدمجة لعناصر الخشب، ذات أهمية خاصة. اختبارات على توصيلات براغي مسمار نموذجية لجدران القص ذات الإطار الخشبي (Fennel et al. 2009) أظهرت أن المكونات الخشبية المتصلة بالخرسانة مع الحد الأدنى من مسافات الحافة أظهرت سلوكًا قابلاً للدقة. كان "الخضوع" الخشبي (السحق) هو أول حالة محدودة وأدى إلى انزلاق مسمار في القص.

Nail slippage combined with bolt bending provided the required ductility and toughness for the shear walls and limited the loads acting on the bolts. Procedures for defining bearing and shear limit states for connections to cold-formed steel are described in **AISI S100** and examples of strength calculations are provided in the AISI manual (**AISI D100**). In such cases, consideration should be given to whether exceedance of the bearing strength may lead to tearing and an unacceptable loss of connectivity. Where anchors are located far from edges it may not be possible to design such that anchor reinforcement controls the anchor strength. In such cases, anchors should be designed for overstrength in accordance with option (c).

يوفر انزلاق المسامير جنباً إلى جنب مع الانحناء الترياس المطلوب ليونة ومتانة لجدران القص ومحدودية الأحمال التي تعمل على البراغي. تم وصف إجراءات تحديد حالات الحد والقص الخاصة بالوصلات للفولاذ المشكل على البارد في **AISI S100** ويتم تقديم أمثلة على حسابات القوة في دليل **AISI D100**. في مثل هذه الحالات، ينبغي النظر فيما إذا كان تجاوز قوة التحمل قد يؤدي إلى تمزق وفقدان غير مقبول في الوصلة. عندما تكون المسامير بعيدة عن الحواف، قد لا يكون من الممكن تصميم مثل ذلك الذي يتحكم في تعزيز التثبيت قوة الارتساء. في مثل هذه الحالات، يجب تصميم المسامير لزيادة المقاومة وفقاً للخيار (ج).

CODE

الكود

17.2.3.5.1 Where the shear component of the strength level earthquake force applied to the anchor or group of anchors is equal to or less than 20 percent of the total factored anchor shear force associated with the same load combination, it shall be permitted to design the anchor or group of anchors to satisfy 17.5 and the shear strength requirements of 17.3.1.1.

17.2.3.5.1 عندما تكون مقاومة عنصر القص لمتسوى القوة الزلزالية المطبقة على مسمار أو مجموعة من المسمار يساوي أو أقل من 20 في المئة من قوة القص الكلية المصعدة للمسمار مرتبطة مع تركيبة الحمل نفسه، يجب أن يسمح بالتصميم المسمار أو مجموعة من المسمار لتلبية 17.5 ومتطلبات مقاومة القص من 17.3.1.1.

17.2.3.5.2 Where the shear component of the strength level earthquake force applied to anchors exceeds 20 percent of the total factored anchor shear force associated with the same load combination, anchors and their attachments shall be designed in accordance with 17.2.3.5.3. The anchor design shear strength for resisting earthquake forces shall be determined in accordance with 17.5.

17.2.3.5.2 عندما تكون مقاومة عنصر القص لمتسوى القوة الزلزالية المطبقة على مجموعة من المسمار يتجاوز 20 في المئة من قوة القص الكلية المصعدة للمسمار مرتبطة مع تركيبة الحمل نفسه، يجب تصميم المسمار ومرفقاتها وفقاً لـ 17.2.3.5.3. يتم تحديد مقاومة القص للمسمار لمقاومة قوى الزلزال وفقاً لـ 17.5.

COMMENTARY

التعليق

R17.2.3.5.1 The requirements of 17.2.3.5.3 need not apply where the applied earthquake shear force is a small fraction of the total factored shear force.

التوصية 17-3-2-1 لا تنطبق متطلبات 17.2.3.5.3 عندما تكون قوة القص للزلازل المطبقة جزءاً صغيراً من مجموع قوة القص المحسوبة.

CODE

الكود

17.2.3.5.3 Anchors and their attachments shall be designed using one of options (a) through (c):

(a) The anchor or group of anchors shall be designed for the maximum shear that can be transmitted to the anchor or group of anchors based on the development of a ductile yield mechanism in the attachment in flexure, shear, or bearing, or a combination of those conditions, and considering both material overstrength and strain hardening effects in the attachment.

(b) The anchor or group of anchors shall be designed for the maximum shear that can be transmitted to the anchors by a non-yielding attachment.

(c) The anchor or group of anchors shall be designed for the maximum shear obtained from design load combinations that include E , with E increased by Ω_o . The anchor design shear strength shall satisfy the shear strength requirements of 17.3.1.1.

17.2.3.5.3 يجب تصميم المسامير وملحقاتها باستخدام أحد الخيارات من (أ) إلى (ج):

(أ) يتم تصميم المسمار أو مجموعة من المسامير لأقصى قص الذي يمكن نقله إلى مسمار أو مجموعة من المسامير بناءً على تثبيت آلية الخضوع اللدن المرفق في الانحناء، أو القص، أو التحميل، أو مزيج من هذه الحالات، والنظر في كل من زيادة مقاومة المواد والتأثيرات الصعبة للأنفعال للمرفق.

(ب) يجب تصميم مسمار أو مجموعة من المسامير من أجل أقصى قص يمكن نقله إلى المسمار أو مجموعة من المسامير بواسطة مرفق غير خاضع.

(ج) يجب تصميم مسمار أو مجموعة من المسامير من أجل أقصى قص الناتج عن تراكيب الحمل التصميمي التي تشمل E ، مع زيادة E بالقيمة Ω_o . يجب أن تستوفي مقاومة القص التصميمية للمسمار متطلبات مقاومة القص عند 17.3.1.1.

17.2.3.5.4 Where anchor reinforcement is provided in accordance with 17.5.2.9, no reduction in design shear strength beyond that specified in 17.5.2.9 shall be required.

17.2.3.5.4 في حالة توفير تسليح المسمار وفقاً للفقرة 17.5.2.9، لا يلزم أي تخفيض في مقاومة القص التصميمية إلى ما بعد المحددة في 17.5.2.9.

17.2.3.6 Single anchors or groups of anchors that are subjected to both tension and shear forces shall be designed to satisfy the requirements of 17.6, with the anchor design tensile strength calculated from 17.2.3.4.4.

17.2.3.6 يجب تصميم المسامير الفردية أو مجموعات المسامير التي تخضع لكل من قوى الشد والقص لتلبية متطلبات 17.6، مع قوة مقاومة الشد التصميمية للمسمار المحسوبة من 17.2.3.4.4.

17.2.3.7 Anchor reinforcement used in structures assigned to SDC C, D, E, or F shall be deformed reinforcement and shall be limited to ASTM A615 Grades 40 and 60 satisfying the requirements of 20.2.2.5(b) (i) and (ii) or ASTM A706 Grade 60.

17.2.3.7 يجب تسليح المسمار المستخدمة في المنشآت المخصصة لـ SDC C أو D أو E أو F من التسليح المحلزن ويجب أن تقتصر على المواصفة ASTM A615 للدرجات 40 و 60 التي تستوفي متطلبات 20.2.2.5 (b) (i) و (ii) أو ASTM A706 Grade 60

COMMENTARY

التعليق

CODE

الكود

17.2.4 Adhesive anchors installed horizontally or upwardly inclined shall be qualified in accordance with **ACI 355.4** requirements for sensitivity to installation direction.

17.2.4 يجب أن تكون المسامير اللاصقة المثبتة أفقياً أو تصاعدياً مؤهلة وفقاً لمتطلبات **ACI 355.4** للحساسية في اتجاه التركيب.

17.2.5 For adhesive anchors subjected to sustained tension loading, 17.3.1.2 shall be satisfied. For groups of adhesive anchors, Eq. (17.3.1.2) shall be satisfied for the anchor that resists the highest sustained tension load. Installer certification and inspection requirements for horizontal and upwardly inclined adhesive anchors subjected to sustained tension loading shall be in accordance with 17.8.2.2 through 17.8.2.4.

17.2.5 بالنسبة للمسامير اللاصقة المعرضة لتحميل شد مستمر، يجب أن تكون وفقاً لـ 17.3.1.2. لمجموعة من المسامير اللاصقة، المعادلة (17.3.1.2) يجب أن تكون مستوفية عن المسمار الذي يقاوم أعلى حمولة شد مستمرة. يجب أن تكون شهادات اعتماد ومشتريات التثبيت للمسامير اللاصقة المائلة والأفقية المعرضة لتحميل الشد المستمر وفقاً لـ 17.8.2.2 حتى 17.8.2.4.

COMMENTARY

التعليق

R17.2.4 ACI 355.4 includes optional tests to confirm the suitability of adhesive anchors for horizontal and upwardly inclined installations.

R17.2.4 يتضمن **ACI 355.4** اختبارات اختيارية لتأكيد ملائمة المسامير اللاصقة للمنشآت الأفقية والأعلى صعوداً.

R17.2.5 For adhesive anchors subjected to sustained tension loading, an additional calculation for the sustained portion of the factored load for a reduced bond resistance is required to account for possible bond strength reductions under sustained load. The resistance of adhesive anchors to sustained tension load is particularly dependent on correct installation, including hole cleaning, adhesive metering and mixing, and prevention of voids in the adhesive bond line (annular gap). In addition, care should be taken in the selection of the correct adhesive and bond strength for the expected on-site conditions such as the concrete condition during installation (dry or saturated, cold or hot), the drilling method used (rotary impact drill, rock drill, or core drill), and anticipated in-service temperature variations in the concrete. Installer certification and inspection requirements associated with the use of adhesive anchors for horizontal and upwardly inclined installations to resist sustained tension loads are addressed in 17.8.2.2 through 17.8.2.4.

28 ر 17/2 بالنسبة للمسامير اللاصقة المعرضة لتحميل مستمر للشد، يلزم إجراء حساب إضافي للجزء المستدام من الحمل المحسوب لمقاومة الربط المخفضة لمراعاة انخفاضات قوة الربط المحتملة تحت الحمل المستدام. تعتمد مقاومة المسامير اللاصقة على حمل الشد المستدام بشكل خاص على التركيب الصحيح، بما في ذلك تنظيف الثقب، وقياس اللصق والاختلاط، والوقاية من الفراغات في خط الرابطة اللاصق (الفجوة الحلقية). بالإضافة إلى ذلك، يجب توخي الحذر عند اختيار قوة الالتصاق والربط الصحيحة للظروف المتوقعة في الموقع مثل حالة الخرسانة أثناء التركيب (جاف أو مشبع أو بارد أو ساخن)، وطريقة الحفر المستخدمة (حفر الروتاري، حفر الصخور، أو الأساسية الحفر)، والتغيرات المتوقعة في درجة الحرارة داخل الخدمة في الخرسانة. يتم التعامل مع متطلبات شهادة التثبيت ومتطلبات الفحص المرتبطة باستخدام المسامير اللاصقة للمنشآت الأفقية والصاعدة لأعلى لمقاومة الأحمال الشديدة للشد في 17.8.2.2 إلى 17.8.2.4.

Adhesive anchors are particularly sensitive to installation direction and loading type. Adhesive anchors installed overhead that resist sustained tension loads are of concern because previous applications of this type have led to failures. Other anchor types may be more appropriate for such cases. Where adhesive anchors are used in overhead applications subjected to sustained tension loading, it is essential to meet test requirements of **ACI 355.4** for sensitivity to installation direction, use certified installers, and require special inspection.

المسامير لاصقة حساسة بشكل خاص لاتجاه التثبيت ونوع التحميل. تعتبر المسامير اللاصقة المثبتة في الهواء والتي تقاوم أحمال الشد المستمرة مثيرة للقلق لأن التطبيقات السابقة من هذا النوع قد أدت إلى الفشل. قد تكون أنواع مسمار أخرى أكثر ملائمة لمثل هذه الحالات. عندما تستخدم المسامير اللاصقة في التطبيقات العامة الخاضعة لتحميل مستمر للشد، من الضروري تلبية متطلبات اختبار **ACI 355.4** لحساسية اتجاه التركيب، واستخدام المثبتات المعتمدة، وتتطلب فحصاً خاصاً.

CODE

الكود

17.2.6 Modification factor λ_a for lightweight concrete shall be taken as:
Cast-in and undercut anchor concrete failure.....**1.0** λ_a
Expansion and adhesive anchor concrete failure.....**0.8** λ_a
Adhesive anchor bond failure per Eq. (17.4.5.2).....**0.6** λ_a
where λ is determined in accordance with **19.2.4**. It shall be permitted to use an alternative value of λ_a where tests have been performed and evaluated in accordance with **ACI 355.2** or **ACI 355.4**.

17.2.6 يجب أن يؤخذ معامل التعديل λ_a للخرسانة خفيفة الوزن على النحو التالي:

مسار مصبوب في الموقع وأرتدادي لانهيار الخرسانة **1.0**
مسار توسعه ولاصق لانهيار الخرسانة **0.8** λ_a
مسار لاصق لانهيار الترابط لكل معادلة (17.4.5.2) **0.6** λ_a
حيث يتم تحديد λ وفقاً لـ **19.2.4**. يجب أن يسمح باستخدام قيمة بديلة لـ λ_a حيث تم إجراء الاختبارات وتقييمها وفقاً لـ **ACI 355.2** أو **ACI 355.4**.

17.2.7 The values of f_c' used for calculation purposes in this chapter shall not exceed 70 MPa for cast-in anchors, and 55 MPa for post-installed anchors. Testing is required for post-installed anchors when used in concrete with f_c' greater than 55 MPa.

17.2.7 يجب ألا تتجاوز قيم f_c' المستخدمة لأغراض حسابية في هذا الفصل **70 MPa** للمسبوق الصب للمسامير المصبوبة في الموقع ، و **55 MPa** للمسامير لاحقة التثبيت. يلزم إجراء اختبار للمسامير لاحقة التثبيت عند استخدامها في الخرسانة مع f_c' أكبر من **55 MPa**.

COMMENTARY

التعليق

R17.2.6 The number of tests available to establish the strength of anchors in lightweight concrete is limited. Lightweight concrete tests of cast-in headed studs indicate that the present reduction factor λ adequately captures the influence of lightweight concrete (Shaikh and Yi 1985; Anderson and Meinheit 2005). Anchor manufacturer data developed for evaluation reports on both post-installed expansion and adhesive anchors indicate that a reduced λ is needed to provide the necessary safety factor for the respective design strength. **ACI 355.2** and **ACI 355.4** provide procedures whereby a specific value of λ_a can be used based on testing, assuming the lightweight concrete is similar to the reference test material.

R17.2.6 إن عدد الاختبارات المتاحة لإنشاء مقاومة المسامير في الخرسانة الخفيفة محدود. تشير الاختبارات الخرسانية الخفيفة للمسامير المصبوبة في الموقع إلى أن عامل التخفيض الحالي λ يلقي بشكل كافٍ تأثير الخرسانة الخفيفة (شيخ وي 1985، أندرسون وماينهايت 2005). تشير بيانات مصنعي التثبيت التي تم تطويرها لتقارير التقييم الخاصة بالمثلثات الموضعية والتوسعية التي تم تثبيتها بعد ذلك إلى أن هناك حاجة إلى تقليل لتوفير عامل الأمان الضروري لقوة التصميم الخاصة بكل منها. يوفر كل من **ACI 355.2** و **ACI 355.4** إجراءات يمكن من خلالها استخدام قيمة محددة للبناء على الاختبار، على افتراض أن الخرسانة خفيفة الوزن تشبه مادة الاختبار المرجعية.

R17.2.7 A limited number of tests of cast-in and postinstalled anchors in high-strength concrete (Primavera et al. 1997) indicate that the design procedures contained in this chapter become unconservative, particularly for cast-in anchors in concrete with compressive strengths in the range of 75 to 85 MPa. Until further tests are available, an upper limit on f_c' of 70 MPa has been imposed in the design of cast-in anchors. This limitation is consistent with 22.5.3 and 25.4.1.4. **ACI 355.2** and **ACI 355.4** do not require testing of post-installed anchors in concrete with f_c' greater than 55 MPa. Some post-installed expansion anchors may have difficulty expanding in very high-strength concretes and the bond strength of adhesive anchors may be negatively affected by very high-strength concrete. Therefore, f_c' is limited to 55 MPa in the design of post-installed anchors unless testing is performed.

R17.2.7 يبين عدد محدود من اختبارات المصبوبة بالواقع المثبتة والمثبتة في الخرسانة عالية المقاومة (بريمافيرا وآخرون ، 1997) أن إجراءات التصميم الواردة في هذا الفصل تصبح غير متحفظة ، خاصة بالنسبة للمرابط ذات الخرسانة التي لها نقاط قوة انضغاطية. في نطاق 75 إلى 85 MPa. إلى أن تتوفر اختبارات إضافية، تم فرض حد أقصى يبلغ 70 في تصميم المسامير المصبوبة بالموقع. هذا القيد متوافق مع 22.5.3 و 25.4.1.4. لا يتطلب **ACI 355.2** و **ACI 355.4** اختبار المسامير المثبتة في الخرسانة مع f_c' أكبر من 55 MPa. قد تواجه بعض مثبتات التمدد بعد التثبيت صعوبة في التمدد في خرسانة عالية القوة وقد تتأثر قوة ارتباط المسامير اللاصقة سلباً بالخرسانة عالية المقاومة. لذلك، يقتصر f_c to على 55 MPa في تصميم مسامير مثبتة بشكل مسبق ما لم يتم إجراء الاختبار.

CODE

الكود

17.3—General requirements for strength of anchors

17.3.1 Strength design of anchors shall be based either on computation using design models that satisfy the requirements of 17.3.2, or on test evaluation using the 5 percent fractile of applicable test results for the following:

- (a) Steel strength of anchor in tension (17.4.1)
- (b) Concrete breakout strength of anchor in tension (17.4.2)
- (c) Pullout strength cast-in, post-installed expansion, or undercut anchor in tension (17.4.3)
- (d) Concrete side-face blowout strength of headed anchor in tension (17.4.4)
- (e) Bond strength of adhesive anchor in tension (17.4.5)
- (f) Steel strength of anchor in shear (17.5.1)
- (g) Concrete breakout strength of anchor in shear (17.5.2)
- (h) Concrete pryout strength of anchor in shear (17.5.3)

In addition, anchors shall satisfy the required edge distances, spacings, and thicknesses to preclude splitting failure, as required in 17.7.

17.3 - المتطلبات العامة لمقاومة المسامير

17.3.1 يعتمد تصميم مقاومة المسامير إما على الحساب باستخدام نماذج التصميم التي تلبي متطلبات 17.3.2 أو على تقييم الاختبار باستخدام نسبة 5٪ من نتائج الاختبار القابلة للتطبيق فيما يلي:

- (ا) مقاومة الحديد للمسمار في الشد (17.4.1)
- (ب) مقاومة الخرسانة للاختراق للمسمار في الشد (17.4.2)
- (ج) مقاومة السحب للمسامير المصبوبة في الموقع ولاحقة الشد والارتدادية في الشد (17.4.3)
- (د) مقاومة الخرسانة للانفجار للوجه الجانبي للمسمار ذات الرأس في الشد (17.4.4)
- (هـ) مقاومة الربط بين المسامير اللاصقة في الشد (17.4.5)
- (و) مقاومة الحديد للمسمار في القص (17.5.1)
- (g) مقاومة الخرسانة للاختراق للمسمار في القص (17.5.2)
- (ح) مقاومة pryout للخرسانة في القص (17.5.3) بالإضافة إلى ذلك، يجب على المسامير أن تلبي المسافات الطرفية المطلوبة، التباعد، والسماعات لمنع من حدوث انهيار التشقق، كما هو مطلوب في 17.7.

17.3.1.1 The design of anchors shall be in accordance with Table 17.3.1.1. In addition, the design of anchors shall satisfy 17.2.3 for earthquake loading and 17.3.1.2 for adhesive anchors subject to sustained tensile loading.

17.3.1.1 يجب أن يكون تصميم المسامير طبقاً للجدول 17.3.1.1. بالإضافة إلى ذلك، يجب أن يفي تصميم المسامير بـ 17.2.3 للتحميل الزلزالي و 17.3.1.2 للمسامير اللاصقة الخاضعة لتحميل الشد المستمر.

COMMENTARY

التعليق

R17.3—General requirements for strength of anchors

R17.3.1 This section provides requirements for establishing the strength of anchors in concrete. The various types of steel and concrete failure modes for anchors are shown in Fig. R17.3.1(a) and R17.3.1(b). Comprehensive discussions of anchor failure modes are included in *Design of Fastenings in Concrete* (1997), Fuchs et al. (1995), Eligehausen and Balogh (1995), and Cook et al. (1998). Tension failure modes related to concrete capacity include concrete breakout failure in 17.4.2 (applicable to all anchor types), pullout failure in 17.4.3 (applicable to cast-in anchors, post-installed expansion, and undercut anchors), side-face blowout failure in 17.4.4 (applicable to headed anchors), and bond failure in 17.4.5 (applicable to adhesive anchors). Shear failure modes related to concrete capacity include concrete breakout failure and concrete pryout in 17.5.2 and 17.5.3, respectively (applicable to all anchor types). Any model that complies with the requirements of 17.3.1.3 and 17.3.2 can be used to establish the concrete-related strengths. Additionally, anchor tensile and shear strengths are limited by the minimum spacings and edge distances of 17.7 as required to preclude splitting. The design of post-installed anchors recognizes that the strength of anchors is sensitive to appropriate installation; installation requirements are included in 17.8. Some post-installed anchors are less sensitive to installation errors and tolerances. This is reflected in varied ϕ -factors, given in 17.3.3, based on the assessment criteria of ACI 355.2 and ACI 355.4

• R17.3 - المتطلبات العامة لمقاومة المسامير

17-3 يقدم هذا القسم متطلبات لتأسيس لمقاومة المسامير في الخرسانة. ويوضح الشكلان (a) و (b) R17.3.1 و R17.3.1 مختلف أنواع أنماط الفولاذ والخرسانة للمسامير. يتم تضمين مناقشات شاملة لأساليب فشل الربط في تصميم الأريطة في الخرسانة (1997)، Fuchs et al. (1995)، تتضمن (Cook et al. 1998 و Eligehausen و Balogh 1995)، طرق فشل الشد ذات الصلة مقاومة الخرسانة لفشل اختراق الخرسانة في 17.4.2 (ينطبق على جميع أنواع المسامير)، وفشل الانسحاب في 17.4.3 (ينطبق على المسامير، والتثبيت في مرحلة ما بعد التثبيت)، فشل انفجار جانبي في 17.4.4 (ينطبق على رأسه المسامير)، وفشل الربط في 17.4.5 (ينطبق على المسامير لاصقة). تشتمل طرق فشل القص المرتبطة بسعة الخرسانة على فشل الاختراق الخرسانتي والنقل الخرسانتي في 17.5.2 و 17.5.3 على التوالي (ينطبق على جميع أنواع الرسائل). يمكن استخدام أي نموذج يتوافق مع متطلبات 17.3.1.3 و 17.3.2 لإنشاء نقاط القوة المرتبطة بالخرسانة. بالإضافة إلى ذلك، تقتصر نقاط مقاومة الشد والقص على الحد الأدنى من المبعاد والمسافة بين 17.7 كما هو مطلوب لمنع الانشقاق. تصميم مسامير مثبتة بعد التثبيت تدرك أن مقاومة المسامير حساسة للتركيب المناسبة؛ يتم تضمين متطلبات التثبيت في 17.8. بعض المسامير مثبتة بشكل مسبق أقل حساسية لأخطاء التثبيت والتفاوتات. وينعكس ذلك في عوامل متنوعة، الواردة في 17.3.3، بناءً على معايير تقييم ACI 355.2 و ACI 355.4.

CODE

الكود

Table 17.3.1.1—Required strength of anchors, except as noted in 17.2.3

الجدول 17.3.1.1 - القوة المطلوبة للمسامير، باستثناء ما ورد في 17.2.3

Failure mode	Single anchor	Anchor group ^[1]	
		Individual anchor in a group	Anchors as a group
Steel strength in tension (17.4.1)	$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$	$\phi N_{sa} \geq N_{ua,i}$	
Concrete breakout strength in tension (17.4.2)	$\phi N_{cb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$
Pullout strength in tension (17.4.3)	$\phi N_{pn} \geq N_{ua}$	$\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$	
Concrete side-face blowout strength in tension (17.4.4)	$\phi N_{sb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$
Bond strength of adhesive anchor in tension (17.4.5)	$\phi N_a \geq N_{ua}$		$\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$
Steel strength in shear (17.5.1)	$\phi V_{sa} \geq V_{ua}$	$\phi V_{sa} \geq V_{ua,i}$	
Concrete breakout strength in shear (17.5.2)	$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cbg} \geq V_{ua,g}$
Concrete pryout strength in shear (17.5.3)	$\phi V_{cp} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cpg} \geq V_{ua,g}$

^[1]Required strengths for steel and pullout failure modes shall be calculated for the most highly stressed anchor in the group.

(1) المقاومة المطلوبة لأنماط أنهيار الحديد والسحب يجب ان تكون محسوبة لأكثر مسمار شديد الاجهاد في مجموعة من المسامير.

COMMENTARY

التعليق

Test procedures can also be used to determine the single anchor breakout strength in tension and in shear. The test results, however, are required to be evaluated on a basis statistically equivalent to that used to select the values for the concrete breakout method considered to satisfy provisions of 17.3.2. The basic strength cannot be taken greater than the 5 percent fractile. The number of tests has to be sufficient for statistical validity and should be considered in the determination of the 5 percent fractile.

يمكن أيضاً استخدام إجراءات الاختبار لتحديد قوة اختراق الفردي في الشد والقص. ومع ذلك، لا بد من تقييم نتائج الاختبار على أساس تعادل إحصائياً لتلك المستخدمة في تحديد قيم طريقة الاختراق الخرسانة التي تعتبر مستوفية لأحكام 17.3.2. لا يمكن أن تؤخذ القوة الأساسية أكبر من 5 في المئة. يجب أن يكون عدد الاختبارات كافياً للصلاحيات الإحصائية ويجب أن يؤخذ في الاعتبار عند تحديد نسبة 5 في المئة.

Under combined tension and bending, individual anchors in a group are subjected to different magnitude tensile forces. Similarly, under combined shear and torsion, individual anchors in a group are subjected to different magnitude shear forces. Table 17.3.1.1 includes requirements to design single anchors and individual anchors in a group to safeguard against all potential failure modes.

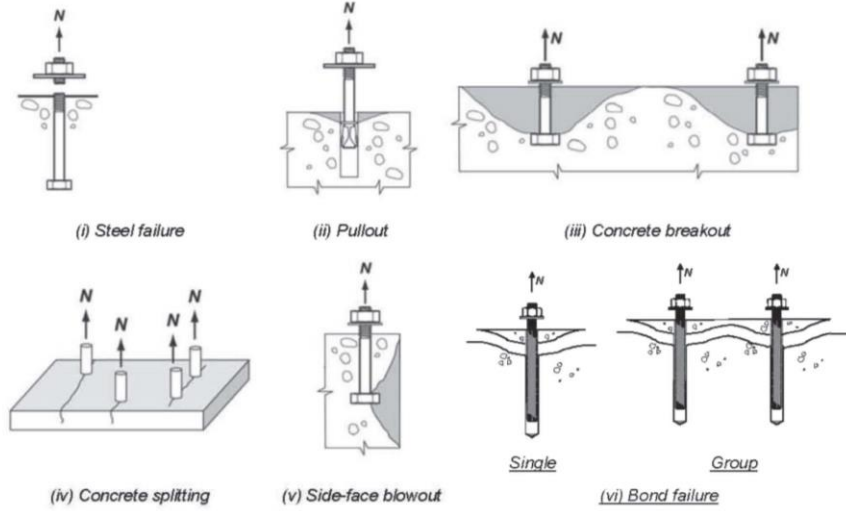
تحت الشد والانحناء المشترك، تخضع المسامير الفردية في مجموعة لقوى شد مختلفة الحجم. وبالمثل، في ظل القص والالتواء المشترك، تخضع المسامير الفردية في مجموعة لقوى القص المختلفة. يتضمن الجدول 17.3.1.1 متطلبات تصميم المسامير الفردية والمسامير الفردية في مجموعة للحماية من جميع أوضاع الفشل المحتملة.

For steel and pullout failure modes, the most highly stressed anchor in the group should be checked to ensure it has sufficient capacity to carry its required load, whereas for concrete breakout, the anchors should be checked as a group. Elastic analysis or plastic analysis of ductile anchors as described in 17.2.1 may be used to determine the loads carried by each anchor

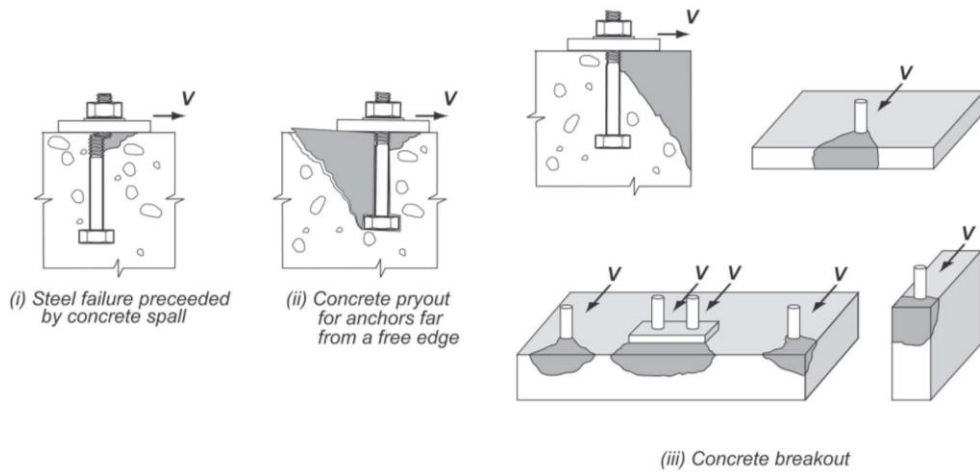
بالنسبة لأوضاع فشل الفولاذ والانسحاب، يجب فحص المسامير الأكثر ثباتاً في المجموعة للتأكد من أن لديها القدرة الكافية لتحمل حملها المطلوب، في حين أنه بالنسبة لتشقق الخرسانة، يجب التحقق من المسامير كمجموعة. يمكن استخدام التحليل المرن أو التحليل البلاستيكي للمسامير كما هو موصوف في 17.2.1 لتحديد الأحمال التي يحملها كل مسمار

CODE

COMMENTARY



(a) tensile loading



(b) shear loading

CODE

الكود

Fig. R17.3.1—Failure modes for anchors.

الشكل. R17.3.1 - أوضاع الانهيار للمسامير.

17.3.1.2 For the design of adhesive anchors to resist sustained tension loads, in addition to 17.3.1.1, Eq. (17.3.1.2) shall be satisfied.

17.3.1.2 لتصميم مسامير لاصقة لمقاومة حمولات الشد المستمرة، بالإضافة إلى 17.3.1.1 ، المعادلة (17.3.1.2) يجب أن تكون مستوفيه.

$$0.55\phi N_{ba} \geq N_{ua,s} \quad (17.3.1.2)$$

where N_{ba} is determined in accordance with 17.4.5.2

حيث يتم تحديد N_{ba} وفقاً لـ 17.4.5.2

COMMENTARY

التعليق

R17.3.1.2 The 0.55 factor used for the additional calculation for sustained loads is correlated with ACI 355.4 test requirements and provides satisfactory performance of adhesive anchors under sustained tension loads when used in accordance with ACI 355.4. Product evaluation according to ACI 355.4 is based on sustained tension loading being present for a minimum of 50 years at a standard temperature of 70°F and a minimum of 10 years at a temperature of 110°F. For longer life spans (for example, greater than 50 years) or higher temperatures, lower factors should be considered.

17-11 مقسّم عامل القيمة 0.55 المستخدم في الحساب الإضافي للأحمال الثابتة مع متطلبات اختبار ACI 355.4 ويوفر أداءً مرضياً للمسامير اللاصقة تحت أحمال الشد المستمرة عند استخدامها طبقاً لـ ACI 355.4. يعتمد تقييم المنتج وفقاً لـ ACI 355.4 على وجود تحميل دائم للضغط لمدة لا تقل عن 50 عاماً عند درجة حرارة قياسية تبلغ 70 درجة فهرنهايت و 10 سنوات كحد أدنى عند درجة حرارة 110 فهرنهايت. للحصول على فترات عمر أطول (على سبيل المثال، أكبر من 50 عاماً) أو درجات حرارة أعلى، يجب مراعاة عوامل أقل.

CODE

الكود

17.3.1.3 When both N_{ua} and V_{ua} are present, interaction effects shall be considered using an interaction expression that results in computation of strength in substantial agreement with results of comprehensive tests. This requirement shall be considered satisfied by 17.6.

17.3.1.3 عند وجود كل من N_{ua} و V_{ua} ، يجب النظر في تأثيرات التفاعل باستخدام تعبير التفاعل الذي يؤدي إلى حساب المقاومة في اتفاق جوهري مع نتائج الاختبارات الشاملة. يعتبر هذا الطلب مستوفياً وفقاً لـ 17.6.

17.3.2 The nominal strength for any anchor or group of anchors shall be based on design models that result in predictions of strength in substantial agreement with results of comprehensive tests. The materials used in the tests shall be compatible with the materials used in the structure. The nominal strength shall be based on the 5 percent fractile of the basic individual anchor strength. For nominal strengths related to concrete strength, modifications for size effects, the number of anchors, the effects of close spacing of anchors, proximity to edges, depth of the concrete member, eccentric loadings of anchor groups, and presence or absence of cracking shall be taken into account. Limits on edge distances and anchor spacing in the design models shall be consistent with the tests that verified the model.

17.3.2 يجب أن تستند المقاومة الاسمية لأي مسمار أو مجموعة من المسامير إلى نماذج التصميم التي تؤدي إلى تنبؤات المقاومة في اتفاق جوهري مع نتائج الاختبارات الشاملة. يجب أن تكون المواد المستخدمة في الاختبارات متوافقة مع المواد المستخدمة في المنشأ. يجب أن تكون المقاومة الاسمية على أساس 5٪ من المقاومة الاساسية للمسمار المستقل. بالنسبة للمقاومة الاسمية المتعلقة بمقاومة الخرسانة، يجب إجراء تعديلات على تأثيرات الحجم، وعدد المسامير، وتأثير المسافات القريبة للمسامير، والقرب من الاطراف، وعمق العنصر الخرساني، والحمولات اللامركزية لمجموعة من المسامير، ووجود أو عدم التشقق. مأخوذ في الاعتبار. يجب أن تكون الحدود على المسافات الطرفية وتباعد المسامير في نماذج التصميم متوافقة مع الاختبارات التي تحققت من النموذج.

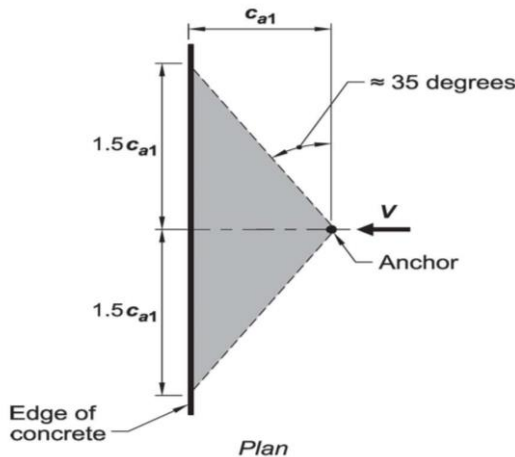


Fig. R17.3.2b—Breakout cone for shear.

COMMENTARY

التعليق

R17.3.1.3 and R17.3.2 Sections 17.3.1.3 and 17.3.2 establish the performance factors for which anchor design models are required to be verified. Many possible design approaches exist and the user is always permitted to “design by test” using 17.3.2 as long as sufficient data are available to verify the model. The method for concrete breakout design included as “considered to satisfy” 17.3.2 was developed from the Concrete Capacity Design (CCD) Method (Fuchs et al. 1995; Eligehausen and Balogh 1995), which was an adaptation of the Kappa Method (Eligehausen et al. 2006a; Eligehausen and Fuchs 1988) and is considered to be accurate, relatively easy to apply, and capable of extension to irregular layouts. The CCD Method predicts the strength of an anchor or group of anchors by using a basic equation for tension, or for shear for a single anchor in cracked concrete, and multiplied by factors that account for the number of anchors, edge distance, spacing, eccentricity, and absence of cracking. Experimental and numerical investigations have demonstrated the applicability of the CCD Method to adhesive anchors as well (Eligehausen et al. 2006a).

The breakout strength calculations are based on a model suggested in the Kappa Method. It is consistent with a breakout prism angle of approximately 35 degrees (Fig. R17.3.2a and b).

R17.3.1.3 و R17.3.2 تحدد الأقسام 17.3.1.3 و 17.3.2 عوامل الأداء التي يتعين التحقق من نماذج تصميم المسمار. توجد العديد من أساليب التصميم الممكنة ويسمح للمستخدم دأناً "بالتصميم حسب الاختبار" باستخدام 17.3.2 طالما تتوفر بيانات كافية للتحقق من النموذج. تم تثبيت طريقة لتصميم خرق الخرسانة تحت عنوان "تم استيفاءها" 17.3.2 من طريقة تصميم قدرة الخرسانة (Fuchs et al. 1995) (CCD)؛ (Eligehausen و Balogh 1995)، والتي كانت بمثابة تكييف لطريقة (Kappa) (Eligehausen و Fuchs) وآخرون 2006؛ (Eligehausen et al. 1988) وتعتبر دقيقة

سهل نسبياً للتطبيق، وقادر على التمديد إلى تخطيطات غير منتظمة. تتنبأ طريقة CCD بقوة مسمار أو مجموعة من المسامير باستخدام المعادلة الأساسية للشد، أو للقص لمسمار واحدة في الخرسانة المتشققة، ومضاعفة بالعوامل التي تمثل عدد المسامير، المسافة للحافة، التباعد، الانحراف. وغياب التشقق. أثبتت التجارب التجريبية والعديدية إمكانية تطبيق طريقة CCD على المسامير للصلة أيضاً (Eligehausen et al. 2006a). تستند حسابات قوة الاختراق إلى نموذج مقترح في طريقة Kappa. ويتسق مع زاوية موشر الاختراق ما يقرب من 35 درجة (الشكل. R17.3.2a و b).

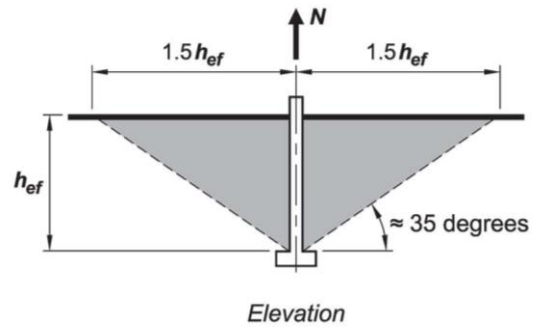


Fig. R17.3.2a—Breakout cone for tension.

CODE

الكود

17.3.2.1 The effect of reinforcement provided to restrain the concrete breakout shall be permitted to be included in the design models used to satisfy 17.3.2. Where anchor reinforcement is provided in accordance with 17.4.2.9 and 17.5.2.9, calculation of the concrete breakout strength in accordance with 17.4.2 and 17.5.2 is not required.

17.3.2.1 يسمح بأدخال تأثير التسليح المزود لتقييد كسر الخرسانة في نماذج التصميم المستخدمة لتلبية 17.3.2. عندما يتم توفير تسليح المسامير وفقاً لـ 17.4.2.9 و 17.5.2.9، فإن حساب مقاومة الاختراق للخرسانة وفقاً لـ 17.4.2 و 17.5.2 غير مطلوب.

COMMENTARY

التعليق

R17.3.2.1 The addition of reinforcement in the direction of the load to restrain concrete breakout can greatly enhance the strength and deformation capacity of the anchor connection. Such enhancement is practical with cast-in anchors such as those used in precast sections.

CEB (1994, 1997), Klingner et al. (1982), ACI 349, and Eligehausen et al. (2006b) provide information regarding the effect of reinforcement on the behavior of anchors. The effect of reinforcement is not included in the ACI 355.2 and ACI 355.4 anchor acceptance tests or in the concrete breakout calculation method of 17.4.2 and 17.5.2. The beneficial effect of supplementary reinforcement is recognized by the Condition A ϕ -factors in 17.3.3. Anchor reinforcement may be provided instead of calculating breakout strength using the provisions of Chapter 25 in conjunction with 17.4.2.9 and 17.5.2.9. The breakout strength of an unreinforced connection can be taken as an indication of the load at which significant cracking will occur. Such cracking can represent a serviceability problem if not controlled (refer to R17.5.2.1).

R17.3.2.1 إضافة تسليح في الاتجاه من الحمل لكبح اختراق الخرسانة يمكن أن تسليح إلى حد كبير قوة وتشوه قدرة اتصال المسامير. هذا التحسين عملي مع مسامير مثبتة مثل تلك المستخدمة في المقاطع سابقة الصب. CEB (1994, 1997)، Klingner et al. (1982)، ACI 349، و Eligehausen et al. (2006b) تقديم معلومات بشأن تأثير التسليح على سلوك المسامير. لا يتم تضمين تأثير التسليح في اختبارات قبول مسمار ACI 355.2 و ACI 355.4 أو في طريقة حساب اختراق الخرسانة بمقدار 17.4.2 و 17.5.2. يتم التعرف على التأثير النافع للتسليح الإضافي من خلال عوامل الحالة A في 17.3.3. يمكن توفير تعزيز التثبيت بدلاً من حساب قوة الاختراق باستخدام أحكام الفصل 25 بالاقتران مع 17.4.2.9 و 17.5.2.9. يمكن أن تؤخذ قوة الاختراق لوصلة غير مثبتة كمؤشر على الحمل الذي يحدث عنده التشقق الكبير. يمكن أن يمثل مثل هذا التشقق مشكلة في إمكانية الخدمة إذا لم يتم التحكم فيه (راجع R17.5.2.1).

CODE

الكود

17.3.2.2 For anchors with diameters not exceeding 100 mm., the concrete breakout strength requirements shall be considered satisfied by the design procedure of 17.4.2 and 17.5.2.

17.3.2.2 بالنسبة للمسامير التي لا يزيد أقطارها عن 100 mm ، يجب اعتبار متطلبات مقاومة الاختراق للخرسانة متوافقة مع إجراء التصميم 17.4.2 و 17.5.2.

17.3.2.3 For adhesive anchors with embedment depths $4d_a \leq e_f \leq 20d_a$, the bond strength requirements shall be considered satisfied by the design procedure of 17.4.5.

17.3.2.3 بالنسبة للمسامير اللاصقة ذات أعماق غرس $4d_a \leq e_f \leq 20d_a$ ، يجب اعتبار متطلبات مقاومة الربط غير مستوفيه من خلال إجراء التصميم 17.4.5.

COMMENTARY

التعليق

R17.3.2.2 The limitation on anchor diameter is based on the current range of test data. In the 2002 through 2008 editions of the Code, there were limitations on the diameter and embedment of anchors to compute the concrete breakout strength. These limitations were necessitated by the lack of test results on anchors with diameters larger than 50 mm. and embedment lengths longer than 600 mm. In 2011, limitations on anchor diameter and embedment length were revised to limit the diameter to 4 in. based on the results of tension and shear tests on large-diameter anchors with deep embedments (Lee et al. 2007, 2010). These tests included 105 mm. diameter anchors embedded 1.15 m. in tension tests and 90 mm. diameter anchors in shear tests. The reason for this 50 mm. diameter limit is that the largest diameter anchor in ASTM F1554 is 50 mm., whereas other ASTM specifications permit up to 100 mm. diameter anchors that have not been tested to ensure applicability of the 17.4.2 and 17.5.2 concrete breakout provisions.

17-2-2-3 يستند القيد على قطر المسمار على المدى الحالي لبيانات الاختبار. في الإصدارات من عام 2002 إلى عام 2008 من القانون، كانت هناك قيود على قطر ودمج المسامير لحساب قوة اختراق الخرسانة. كانت هذه القيود ضرورية بسبب عدم وجود نتائج اختبار على المسامير بأقطار أكبر من 50 mm وأطوال التسليح أطول من 600 mm. في عام 2011، تم تعديل القيود على قطر المسمار وطول الغرز للحد من القطر إلى 50 mm استناداً إلى نتائج الشد واختبارات القص على المسامير ذات القطر الكبير مع مرابط عميقة (Lee et al. 2007)، (2010) شملت هذه 105 mm مثبتة بقطر مضمن بداخلها 1.15 m في اختبارات الشد ومسامير ارتساء قطرها 90 mm في اختبارات القص. والسبب في هذا الحد الأقصى للقطر 50 mm هو أن أكبر مسمار للقطر في ASTM F1554 هي 100 mm ، في حين تسمح مواصفات ASTM الأخرى بما يصل إلى 100 mm من القطر التي لم يتم اختبارها لضمان قابلية تطبيق 17.4.2 و 17.5.2. أحكام اختراق الخرسانة.

R17.3.2.3 ACI 355.4 limits the embedment depth of adhesive anchors to $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$, which represents the theoretical limits of the bond model (Eligehausen et al. 2006a).

R17.3.2.3 يحدد ACI 355.4 عمق الاندماج للمسامير اللاصقة إلى $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$ التي تمثل الحدود النظرية لنموذج الربط. (Eligehausen et al. 2006a).

CODE

الكود

17.3.3 Strength reduction factor ϕ for anchors in concrete shall be as follows when the load combinations of **5.3** are used:

(a) Anchor governed by strength of a ductile steel element

(i) Tension loads.....0.75

(ii) Shear loads.....0.65

(b) Anchor governed by strength of a brittle steel element

(i) Tension loads.....0.65

(ii) Shear loads.....0.60

(c) Anchor governed by concrete breakout, side-face blowout, pullout, or pryout strength Condition A Condition B

(i) Shear loads..... 0.75

(ii) Tension loads.....0.70

Cast-in headed studs, headed bolts, or hooked bolts..... 0.75

Post-installed anchors with category as determined from ACI 355.2 or ACI 355.4.....0.70

Category 1..... 0.75

(Low sensitivity to installation and high reliability)0.65

Category 2..... 0.65

(Medium sensitivity to installation and medium reliability)0.55

Category 3..... 0.55

(High sensitivity to installation and lower reliability)0.45

Condition A applies where supplementary reinforcement is present except for pullout and pryout strengths.

Condition B applies where supplementary reinforcement is not present, and for pullout or pryout strength.

17.3/3 يجب أن يكون عامل تخفيض المقاومة ϕ للمسامير في الخرسانة على النحو التالي عند استخدام تراكيب الحمل من 5.3:

(أ) مسامير يحكمها مقاومة الحديد للعنصر اللدن

(1) أحمال الشد 0.75

(2) أحمال القص 0.65

(ب) مسامير يحكمها مقاومة الحديد للعنصر الهش (الغير متين)

(1) أحمال الشد 0.65

(2) أحمال القص 0.60

(ج) مسامير يحكمها مقاومة الاختراق للخرسانة، والانفجار للوجه الجانبي، الانسحاب، أو مقاومة حالة pryout

(1) أحمال القص 0.75

(2) أحمال الشد 0.70

المسامير المصبوبة في الموقع، براغي برأس، أو مسامير ذات عكفة

0.75 0.70

مسامير لاحقة التثبيت بفئة كما هو محدد من ACI 355.2 أو ACI 355.4

الفئة 1 0.75

(حساسية منخفضة للتركيب وموثوقية عالية) 0.65

الفئة 2 0.65

(حساسية متوسطة للتركيب والموثوقية المتوسطة) 0.55

الفئة 3 0.55

(حساسية عالية للتثبيت وموثوقية أقل) 0.45

وينطبق الشرط A حيثما توجد تسليح إضافي باستثناء مقاومة الانسحاب و pryout.

تنطبق الحالة B حيث لا توجد تسليح إضافي، ولمقاومة الانسحاب أو pryout

COMMENTARY

التعليق

R17.3.3 The ϕ -factors for steel strength are based on using f_{uta} to determine the nominal strength of the anchor (refer to 17.4.1 and 17.5.1) rather than f_{ya} , as used in the design of reinforced concrete members.

3 ر 3-3 تستند عوامل ϕ مقاومة الفولاذية إلى استخدام f_{uta} لتحديد القوة الاسمية للمسمار (راجع 17.4.1 و 17.5.1) بدلاً من f_{ya} ، كما يستخدم في تصميم عناصر الخرسانات المسلحة.

Although the ϕ -factors for use with f_{uta} appear low, they result in a level of safety consistent with the use of higher ϕ -factors applied to f_{ya} .

خلال العامل ϕ المستخدم مع f_{uta} الذي يظهر قليل، نتائج في مستوى الأمان الثابت مع استخدام معامل ϕ العالي الذي يطبق f_{ya}

The smaller ϕ -factors for shear than for tension do not reflect basic material differences but rather account for the possibility of a non-uniform distribution of shear in connections with multiple anchors.

على أنها من ϕ معامل. لا تظهر العوامل في الأصغر f_{uta} بالشدة الاختلافات الأساسية في المواد، بل تفسر إمكانية توزيع غير متوقع في علاقات مع عددها تثبيت متعدد.

It is acceptable to have a ductile failure of a steel element in the attachment if the attachment is designed so that it will undergo ductile yielding at a load level corresponding to anchor forces no greater than the minimum design strength of the anchors specified in 17.2.3 (refer to 17.2.3.4.3 and 17.2.3.5.3).

من المقبول أن يكون هناك فشل مقبول لعنصر فولاذي في المرفق إذا تم تصميم المرفق بحيث سيخضع لخضوع القابل للسحب عند مستوى حمولة مقابلة للقوى التثبيت لا يزيد عن الحد الأدنى لشدة تصميم المسامير المحددة في 17.2.3. (يرجى الرجوع إلى 17.2.3.4.3 و 17.2.3.5.3).

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

Even though the ϕ -factor for structural plain concrete is 0.60, the basic factor for brittle concrete failures ($\phi = 0.70$) was chosen based on results of probabilistic studies (Farrow and Klingner 1995) that indicated the use of the ϕ -factor for structural plain concrete with mean values of concrete-controlled failures produced adequate safety levels. Because the nominal resistance expressions used in this chapter and in the test requirements are based on the 5 percent fractiles, the $\phi = 0.60$

على الرغم من أن العامل ϕ لعامل الخرسانة الإنشائية هو 0.60، فقد تم اختيار العامل الأساسي للقصور الخرساني الهش ($\phi = 0.70$) بناءً على نتائج الدراسات الاحتمالية (Farrow and Klingner 1995) التي أشارت إلى استخدام العامل ϕ للهيكل الهيكلي. نتائج ملموسة واضحة مع القيم المتوسطة من التحكم في فشل الخرسانة في مستويات السلامة الكافية. ونظرًا لأن تعبيرات المقاومة الاسمية المستخدمة في هذا الفصل وفي متطلبات الاختبار تعتمد على 5٪ من الصيغ، فإن القيمة $\phi = 0.60$

value would be overly conservative. Comparison with other design procedures and probabilistic studies (Farrow and Klingner 1995) indicated that the choice of $\phi = 0.70$ was justified. Applications with supplementary reinforcement (Condition A) provide more deformation capacity, permitting the ϕ -factors to be increased. The value of $\phi = 0.75$

ستكون قيمة بشكل مبالغ فيها. أشارت المقارنة مع إجراءات التصميم الأخرى والدراسات الاحتمالية (Farrow and Klingner 1995) إلى أن اختيار $\phi = 0.70$ له ما يبرره. توفر التطبيقات ذات التسليح التكميلي (الحالة A) قدرة تشوه أكبر، مما يسمح بزيادة عوامل ϕ . قيمة $\phi = 0.75$

is compatible with the level of safety for shear failures in concrete beams, and has been recommended in the *PCI Design Handbook* (MNL 120) and by ACI 349. For anchors governed by the more brittle concrete breakout or blowout failure, two conditions are recognized. If supplementary reinforcement is present (Condition A),

تتوافق مع مستوى الأمان لفشل القص في الكمرات الخرسانية، وقد تم التوصية بها في كتيب تصميم (PCI (MNL 120 و ACI 349. بالنسبة للمسامير المحكومة بفعل كسر الخرسانة الأكثر هشاشة أو فشل الانفجار يتم التعرف على شرطين. إذا كان التسليح التكميلي موجودًا (الحالة A)،

greater deformation capacity is provided than in the case where such supplementary reinforcement is not present (Condition B).

An explicit design of supplementary reinforcement is not required. However, the arrangement of supplementary reinforcement should generally conform to that of the anchor reinforcement shown in Fig. R17.4.2.9 and R17.5.2.9b. Full development is not required.

The strength reduction factors for anchor reinforcement are given in 17.4.2.9 and 17.5.2.9.

يتم توفير قدر أكبر من التشوه عما هو الحال في حالة عدم وجود مثل هذه التسليح التكميلية (الحالة B).

التصميم الصريح للتسليح التكميلي غير مطلوب. ومع ذلك، ينبغي أن يتوافق ترتيب التسليح التكميلي عمومًا مع تسليح المسمار الموضح في الشكلين R17.4.2.9 و R17.5.2.9b. التنمية الكاملة ليست مطلوبة. يتم تقديم عوامل تخفيض مقاومة تسليح المسمار في 17.4.2.9 و 17.5.2.9

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

The **ACI 355.2** tests for sensitivity to installation procedures determine the reliability category appropriate for a particular expansion or undercut anchoring device. In the **ACI 355.2** tests for expansion and undercut anchors, the effects of variability in anchor torque during installation, tolerance on drilled hole size, and energy level used in setting anchors are considered; for expansion and undercut anchors approved for use in cracked concrete, increased crack widths are considered. **ACI 355.4** tests for sensitivity for installation procedures determine the category for a particular adhesive anchor system considering the influence of adhesive mixing and the influence of hole cleaning in dry, saturated, and water-filled/underwater bore holes. The three categories of acceptable post-installed anchors are:

Category 1—low sensitivity to installation and high reliability

Category 2—medium sensitivity to installation and medium reliability

Category 3—high sensitivity to installation and lower reliability The strengths of anchors under shear loads are not as sensitive to installation errors and tolerances. Therefore, for shear calculations of all anchors, $\phi = 0.75$ for Condition A and $\phi = 0.70$ for Condition B.

تقوم اختبارات **ACI 355.2** الخاصة بالحساسية على إجراءات التثبيت بتحديد فئة الموثوقية المناسبة لجهاز توسعة معين أو جهاز ربط خامل. في الاختبارات **ACI 355.2** للتوسعة والتقسيمات الارتدادية، وتأثيرات التغير في عزم الدوران عند التثبيت، والتحمل على حجم الثقب، ومستوى الطاقة المستخدم في تثبيت المسامير؛ للتوسعة وتقوية المسامير المعتمدة للاستخدام في الخرسانة المتشققة، يتم النظر في زيادة عروض التشقق. تحدد اختبارات **ACI 355.4** للحساسية الخاصة بإجراءات التثبيت فئة نظام ربط المادة اللاصقة بعين الاعتبار تأثير الخلط اللاصق وتأثير تنظيف الثقب في الثقوب الجافة والمشبعة والمملوءة بالماء / تحت الماء. الفئات الثلاث للمسامير المثبتة بعد التثبيت هي:

الفئة 1 - حساسية منخفضة للتثبيت وموثوقية عالية

الفئة 2 - حساسية متوسطة للتثبيت والموثوقية المتوسطة

الفئة 3 - حساسية عالية للتثبيت وموثوقية أقل لا تكون نقاط القوة في المسامير الموجودة تحت أحمال القص حساسة تجاه أخطاء التثبيت والتفاوتات. لذلك، بالنسبة لحسابات القص لجميع المسامير، $\phi = 0.75$ للشرط A و $\phi = 0.70$ للشرط B.

CODE

الكود

17.4—Design requirements for tensile loading

17.4.1 Steel strength of anchor in tension

17.4.1.1 The nominal strength of an anchor in tension as governed by the steel, N_{sa} , shall be evaluated by calculations based on the properties of the anchor material and the physical dimensions of the anchor.

17.4 - متطلبات التصميم لتحميل الشد

17.4.1 مقاومة الحديد للمسمار في الشد

17.4.1.1 يجب تقييم المقاومة الاسمية للمسمار في الشد كما يحكمها الحديد ، N_{sa} ، من خلال حسابات تعتمد على خصائص مادة المسمار والأبعاد الفيزيائية للمسمار.

17.4.1.2 The nominal strength of an anchor in tension, N_{sa} , shall not exceed

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta} \quad (17.4.1.2)$$

where $A_{se,N}$ is the effective cross-sectional area of an anchor in tension, in.2, and f_{uta} shall not be taken greater than the smaller of $1.9f_{ya}$ and 680 MPa.

17.4.1.2 يجب ألا تتجاوز القوة الاسمية للمسمار في الشد، N_{sa}

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta} \quad (17.4.1.2)$$

حيث $A_{se,N}$ هي المساحة الفعالة في المقطع العرضي للمسمار، in.2 ، ولا يجب أن تؤخذ f_{uta} أكبر من أصغر من $1.9f_{ya}$ و 680 MPa

COMMENTARY

التعليق

R17.4—Design requirements for tensile loading

R17.4.1 Steel strength of anchor in tension

R17.4.1.2 The nominal strength of anchors in tension is best represented as a function of f_{uta} rather than f_{ya} because the large majority of anchor materials do not exhibit a welldefined yield point. The AISC has based tension strength of anchors on $A_{se,N} f_{uta}$ since the 1986 edition of their specifications. The use of Eq. (17.4.1.2) with 5.3 load factors and the ϕ -factors of 17.3.3 give design strengths consistent with AISC 360.

R17.4 - متطلبات التصميم لتحميل الشد

R17.4.1 مقاومة الحديد للمسمار في الشد

17.4-1-2-1 من الأفضل تمثيل القوة الاسمية للمسامير المغلفة في الشد كدالة لـ f_{uta} بدلاً من f_{ya} لأن الغالبية العظمى من المواد المسامير لا تعرض نقطة خضوع محددة. تعتمد AISC على قوة شد مثبتة على A_{se} و $N f_{uta}$ منذ طبعة 1986 من مواصفاتها. استخدام المعادل (17.4.1.2) مع عوامل الحمولة 5.3 والعوامل 17.3.3 of تعطي نقاط تصميم متوافقة مع AISC 360.

The limitation of $1.9f_{ya}$ on f_{uta} is to ensure that, under service load conditions, the anchor does not exceed f_{ya} . The limit on f_{uta} of $1.9f_{ya}$ was determined by converting the LRFD provisions to corresponding service level conditions. For 5.3, the average load factor of 1.4 (from $1.2D + 1.6L$) divided by the highest ϕ -factor (0.75 for tension) results in a limit of f_{uta}/f_{ya} of $1.4/0.75 = 1.87$. Although not a concern for standard structural steel anchors (maximum value of f_{uta}/f_{ya} is 1.6 for ASTM A307), the limitation is applicable to some stainless steels.

الحد من $1.9f_{ya}$ على f_{uta} هو التأكد، في ظل ظروف تحميل الخدمة، لا تتجاوز مسمار f_{ya} . تم تحديد الحد على f_{uta} من $1.9f_{ya}$ عن طريق تحويل أحكام LRFD إلى ظروف مستوى الخدمة المقابلة. بالنسبة إلى 5.3، فإن متوسط معامل الحمولة 1.4 ($1.2D + 1.6L$) مقسوماً على أعلى عامل (0.75) (للشد) ينتج عنه حد من f_{uta} / f_{ya} من $1.4 / 0.75 = 1.87$. على الرغم من أنه لا يشكل مصدر قلق للمسامير الفولاذية الهيكلية القياسية (الحد الأقصى لقيمة f_{uta} / f_{ya} هو 1.6 لـ ASTM A307)، فإن القيد قابل للتطبيق على بعض الفولاذ المقاوم للصدأ.

For post-installed anchors having a reduced cross-sectional area anywhere along the anchor length, such as wedge-type anchors, the effective cross-sectional area of the anchor should be provided by the manufacturer. For threaded rods and headed bolts, ASME B1.1 defines $A_{se,N}$ as where n_t is the number of threads per mm.

بالنسبة للمسامير المثبتة بعد التثبيت والتي لها منطقة مقطع عرضي منخفضة في أي مكان بطول المسمار، مثل المسامير من النوع الود، يجب توفير منطقة مقطع العرضي فعالة من التثبيت من قبل الشركة المصنعة. للقضبان الملولبة ومسامير ملولبة، ASME B1.1 تعرف A_{se} ، N as حيث n_t هو عدد مؤشرات الترابط لكل mm.

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2$$

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

17.4.2 Concrete breakout strength of anchor in tension

17.4.2.1 The nominal concrete breakout strength in tension, N_{cb} of a single anchor or N_{cbg} of a group of anchors, shall not exceed:

(a) For a single anchor

17.4.2 مقاومة الاختراق للخرسانة للمسمار في الشد

17.4.2.1 يجب ألا تتجاوز قوة الاختراق الاسمية للخرسانة، N_{cb} في مسمار واحد أو لمجموعة من المسمار:

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (17.4.2.1a)$$

(b) For a group of anchors

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (17.4.2.1b)$$

Factors $\psi_{ec,N}$, $\psi_{ed,N}$, $\psi_{c,N}$, and $\psi_{cp,N}$ are defined in 17.4.2.4, 17.4.2.5, 17.4.2.6, and 17.4.2.7, respectively. A_{Nc} is the projected concrete failure area of a single anchor or group of anchors that shall be approximated as the base of the rectilinear geometrical figure that results from projecting the failure surface outward $1.5h_{ef}$ from the centerlines of the anchor, or in the case of a group of anchors, from a line through a row of adjacent anchors. A_{Nc} shall not exceed nA_{Nco} , where n is the number of anchors in the group that resist tension. A_{Nco} is the projected concrete failure area of a single anchor with an edge distance equal to or greater than $1.5h_{ef}$

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 \quad (17.4.2.1c)$$

يتم تعريف المعاملات $\psi_{cp,N}$ و $\psi_{ec,N}$ ، $\psi_{ed,N}$ ، $\psi_{c,N}$ في 17.4.2.4 و 17.4.2.5 و 17.4.2.6 و 17.4.2.7 على التوالي. A_{Nc} هي مساحة أنهياف الخرسانة المتوقعة لمسمار واحد أو مجموعة من المسمار التي يجب تقريبها كقاعدة للشكل الهندسي المستقيم الذي ينتج عن إسقاط سطح الانهياف الخارج بمقدار $1.5h_{ef}$ من خطوط المركز للمسمار ، أو مجموعة من المسمار، من خط خلال صف من المسمار المجاورة. يجب ألا يتجاوز A_{Nc} ، nA_{Nco} حيث n هو عدد المسمار في المجموعة التي تقاوم الشد. A_{Nco} هي مساحة أنهياف الخرسانة المتوقعة لمسمار واحد مع مسافة الحافة مساوية أو أكبر من $1.5h_{ef}$

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 \quad (17.4.2.1c)$$

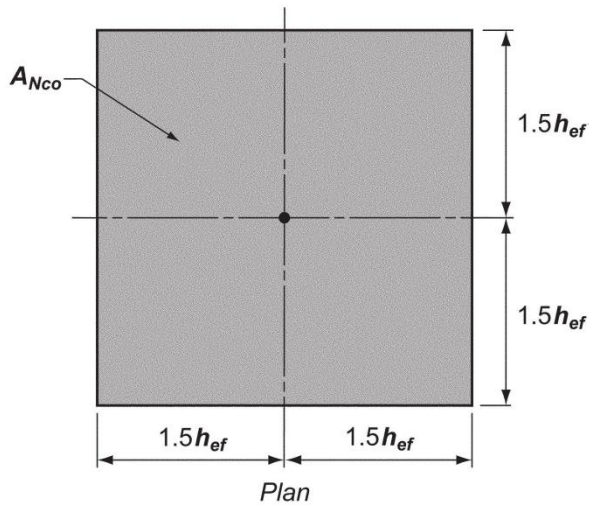
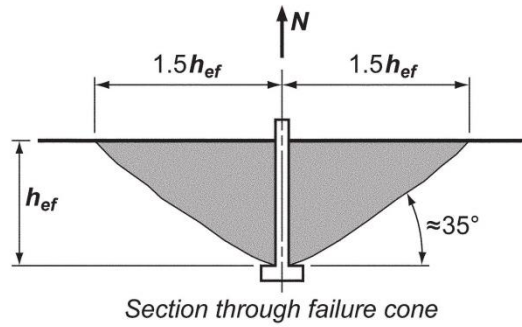
R17.4.2 Concrete breakout strength of anchor in tension

R17.4.2.1 The effects of multiple anchors, spacing of anchors, and edge distance on the nominal concrete breakout strength in tension are included by applying the modification factors A_{Nc}/A_{Nco} and $\psi_{ed,N}$ in Eq. (17.4.2.1a) and (17.4.2.1b). Figure R17.4.2.1(a) shows A_{Nco} and the development of Eq. (17.4.2.1c). A_{Nc} is the maximum projected area for a single anchor. Figure R17.4.2.1(b) shows examples of the projected areas for various single-anchor and multiple anchor arrangements. Because A_{Nc} is the total projected area for a group of anchors, and A_{Nco} is the area for a single anchor, there is no need to include n , the number of anchors, in Eq. (17.4.2.1a) or (17.4.2.1b). If anchor groups are positioned in such a way that their projected areas overlap, the value of A_{Nc} is required to be reduced accordingly.

R17.4.2 مقاومة اختراق الخرسانة للمسمار في الشد

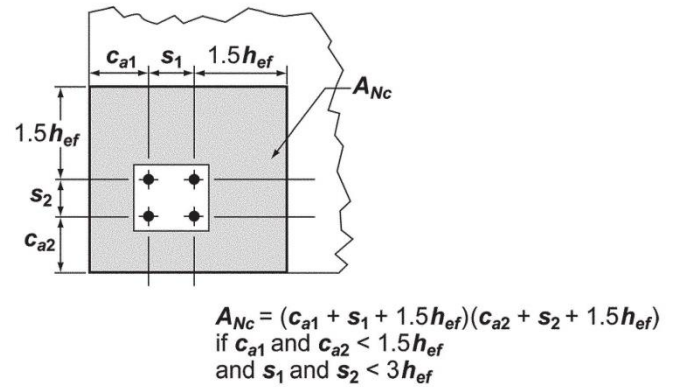
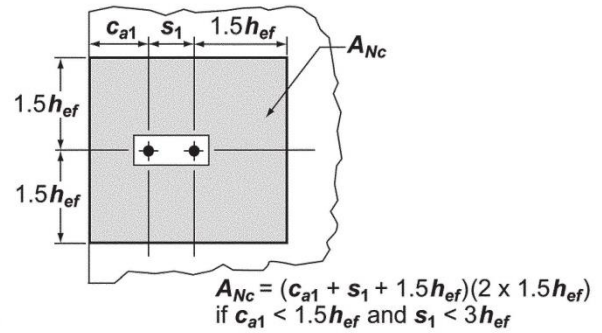
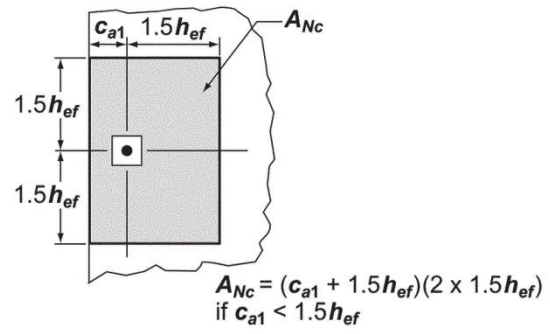
17-4-2 يوجد آثار للمسمار المتعددة، والمسافة بين المسمار ، ومسافة الحافة على قوة الخرقة الاسمية في الشد من خلال تطبيق عوامل التعديل A_{Nc} / A_{Nco} و ψ_{ed} و N in Eq. (17.4.2.1a و (b17.4.2.1). الشكل 1-2-4-11 (أ) يوضح ANCO وتثبيت المعادلة. (17.4.2.1c). A_{Nc} هي المساحة القصوى المتوقعة لمسمار واحدة. يوضح الشكل 4.1.4.2.1 (ب) أمثلة للمناطق المتوقعة لمختلف الترتيبات الفردية ومجموعات المولدات. لأن A_{Nc} هي المساحة المسقطة الإجمالية لمجموعة من المسمار ، و A_{Nco} هي المنطقة لمسمار واحدة، ليست هناك حاجة لتضمين n ، عدد المسمار ، في Eq. (17.4.2.1a) أو (b17.4.2.1). إذا تم وضع المجموعات المرسله بطريقة تتداخل بها مناطقها المتوقعة، فيجب تقليل قيمة A_{Nc} وفقاً لذلك.

The critical edge distance for headed studs, headed bolts, expansion anchors, and undercut anchors is $1.5h_{ef}$



$$A_{Nco} = (2 \times 1.5h_{ef}) \times (2 \times 1.5h_{ef}) = 9h_{ef}^2$$

(a)



(b)

Fig. R17.4.2.1—(a) Calculation of A_{Nco} and (b) calculation of A_{Nc} for single anchors and groups of anchors.

CODE

الكود

17.4.2.2 The basic concrete breakout strength of a single anchor in tension in cracked concrete, N_b , shall not exceed

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad (17.4.2.2a)$$

where $k_c = 24$ for cast-in anchors and 17 for post-installed anchors.

The value of k_c for post-installed anchors shall be permitted to be increased above 17 based on **ACI 355.2** or **ACI 355.4** product-specific tests, but shall not exceed 24. Alternatively, for cast-in headed studs and headed bolts with $11 \text{ in.} \leq h_{ef} \leq 25 \text{ in.}$, N_b shall not exceed

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad (17.4.2.2a)$$

17.4.2.2 يجب ألا تتجاوز قوة الاختراق الخرسانية الأساسية لمسمار واحد في الشد في الخرسانة المشققة، N_b

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad (17.4.2.2a)$$

حيث $k_c = 24$ للمسامير المصبوبة في الموقع و 17 للمسامير بعد التثبيت. يجب السماح بزيادة قيمة k_c للمسامير بعد التثبيت فوق 17 بناءً على اختبارات **ACI 355.2** أو **ACI 355.4** الخاصة بالمنتج، ولكن يجب ألا تزيد عن 24. وبدلاً من ذلك، بالنسبة للمسامير المصبوبة في الموقع ومسامير ذات رأس $11 \text{ in.} \leq h_{ef} \leq 25 \text{ in.}$ يجب ألا يتجاوز N_b

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad (17.4.2.2a)$$

COMMENTARY

التعليق

R17.4.2.2 The equation for the basic concrete breakout strength was derived (Fuchs et al. 1995; Eligehausen and Balogh 1995; Eligehausen and Fuchs 1988; CEB 1994) assuming a concrete failure prism with an angle of approximately 35 degrees, considering fracture mechanics concepts.

R17.4.2.2 استمدت معادلة قوة اختراق الخرسانة الأساسية (Fuchs et al. 1995؛ Eligehausen و Balogh 1995؛ Eligehausen و Fuchs 1988؛ CEB 1994) بافتراض منشور فشل ملموس بزواوية 35 درجة تقريباً، مع الأخذ في الاعتبار التشقق مفاهيم الميكانيكا.

The values of k_c in Eq. (17.4.2.2a) were determined from a large database of test results in uncracked concrete (Fuchs et al. 1995) at the 5 percent fractile. The values were adjusted to corresponding k_c values for cracked concrete (Eligehausen and Balogh 1995; Goto 1971).

قيم k_c في Eq. (17.4.2.2 أ) تم تحديدها من قاعدة بيانات كبيرة من نتائج الاختبار في الخرسانة غير مشققة (مكسرة) (Fuchs وآخرون 1995) في 5 في المئة من التمزقات. تم تعديل القيم إلى قيم k_c المقابلة للخرسانة المشققة (Goto 1971؛ Balogh 1995 و Eligehausen).

Tests have shown that the values of k_c applicable to adhesive anchors are approximately equal to those derived for expansion anchors (Eligehausen et al. 2006a; Zhang et al. 2001). Higher k_c values for post installed anchors may be permitted, provided they have been determined from testing in accordance with **ACI 355.2** or **ACI 355.4**.

وقد أظهرت الاختبارات أن قيم k_c المنطبقة على المسامير اللاصقة مساوية تقريباً لتلك القيم المستخلصة من المسامير المتوسعة (Eligehausen et al. 2006a؛ Zhang et al. 2001). قد يتم السماح بقيم k_c المرتفعة للمسامير المثبتة مسبقاً، بشرط أن يتم تحديدها من الاختبار وفقاً لـ **ACI 355.2** أو **ACI 355.4**.

For anchors with a deeper embedment ($h_{ef} > 280 \text{ mm.}$), test evidence indicates the use of $h_{ef}^{1.5}$ can be overly conservative for some cases. An alternative expression (Eq. (17.4.2.2b)) is provided using $h_{ef}^{5/3}$ for evaluation of cast-in headed studs and headed bolts with $\text{mm.} \leq h_{ef} \leq 635 \text{ mm.}$ This expression can also be appropriate for some undercut postinstalled anchors.

بالنسبة للمسامير ذات الغرز الأعمق ($h_{ef} > 280 \text{ mm.}$)، تشير أدلة الاختبار إلى أن استخدام القيمة الحرجة 1.5 يمكن أن يكون محافظاً بشكل كبير في بعض الحالات. يتم توفير تعبير بديل (المعادل (b17.4.2.2)) باستخدام $h_{ef}^{5/3}$ من أجل تقييم المسامير الرأسية المصبوبة ومسامير ملولبة ذات 280 mm. $\text{mm.} \leq h_{ef} \leq 635 \text{ mm.}$ هذا التعبير يمكن أن يكون مناسباً لبعض الوقت لتثبيت المسامير.

However, for such anchors, the use of Eq. (17.4.2.2b) should be justified by test results in accordance with 17.3.2. Experimental and numerical investigation indicate that Eq. (17.4.2.2b) may be unconservative for $h_{ef} > 635 \text{ mm.}$ where bearing pressure on the anchor head is at or near the limit permitted by Eq. (17.4.3.4) (Ožbolt et al. 2007).

ومع ذلك، لهذه المسامير، واستخدام المعادل (b17.4.2.2) ينبغي تبريرها عن طريق نتائج الاختبار وفقاً لـ 17.3.2. دراسة تجريبية وعددية تشير إلى أن المعادل (b17.4.2.2) قد يكون غير متماسك لـ $h_{ef} > 635 \text{ mm.}$ حيث يكون ضغط الضغط على رأس المسمار عند أو بالقرب من الحد المسموح به بواسطة (Eq. (17.4.3.4) (Ožbolt et al. 2007)).

CODE

الكود

17.4.2.3 Where anchors are located less than $1.5h_{ef}$ from three or more edges, the value of h_{ef} used for the calculation of A_{Nc} in accordance with 17.4.2.1, as well as for the equations in 17.4.2.1 through 17.4.2.5, shall be the larger of $(c_{a,max})/1.5$ and $s/3$, where s is the maximum spacing between anchors within the group.

17.4.2.3 إذا كانت المسامير تقع أقل من $1.5h_{ef}$ من ثلاثة حواف أو أكثر، فإن قيمة الـ h_{ef} المستخدمة في حساب A_{Nc} وفقاً لـ 17.4.2.1، وكذلك المعادلات في 17.4.2.1 إلى 17.4.2.5، يكون أكبر من $(c_{a,max})/1.5$ و $s/3$ ، حيث تمثل s أقصى تباعد بين المسامير داخل المجموعة.

COMMENTARY

التعليق

R17.4.2.3 For anchors located less than $1.5h_{ef}$ from three or more edges, the tensile breakout strength calculated by the CCD Method (refer to R17.3.2), which is the basis for the equations in 17.4.2.1 through 17.4.2.5, gives overly conservative results (Lutz 1995). This occurs because the ordinary definitions of A_{Nc}/A_{Nco} do not correctly reflect the edge effects. This problem is corrected by limiting the value of h_{ef} used in the equations in 17.4.2.1 through 17.4.2.5 to $(c_{a,max})/1.5$, where $c_{a,max}$ is the largest of the influencing edge distances that are less than or equal to the actual $1.5h_{ef}$. In no case should $(c_{a,max})/1.5$ be taken less than one-third of the maximum spacing between anchors within the group. The limit on h_{ef} of at least one-third of the maximum spacing between anchors within the group prevents the use of a calculated strength based on individual breakout prisms for a group anchor configuration. This approach is illustrated in Fig. R17.4.2.3. In this example, the proposed limit on the value of h_{ef} to be used in the computations where $h_{ef} = (c_{a,max})/1.5$, results in $h_{ef} = h'_{ef} = 100 \text{ mm}$. For this example, this would be the proper value to be used for h_{ef} in computing the resistance even if the actual embedment depth is larger. The requirement of 17.4.2.3 may be visualized by moving the actual concrete breakout surface, which originates at the actual h_{ef} , toward the surface of the concrete parallel to the applied tension load. The value of h_{ef} used in equations in 17.4.2.1 through 17.4.2.5 is determined when either: (a) the outer boundaries of the failure surface first intersect a free edge; or (b) the intersection of the breakout surface between anchors within the group first intersects the surface of the concrete. For the example shown in Fig. R17.4.2.3, Point A defines the intersection of the assumed failure surface for limiting h_{ef} with the concrete surface.

17-4-2-3 بالنسبة للمسامير التي تقع على ارتفاع أقل من $1.5h_{ef}$ فتحة من ثلاثة أو أكثر من الحواف، تحسب قوة الاختلاف الشد بواسطة طريقة CCD (الرجوع إلى R17.3.2)، التي هي أساس المعادلات في 17.4.2.1 إلى 17.4.2.5، يعطي نتائج محافظة للغاية (Lutz 1995). يحدث هذا لأن التعريفات العادية لـ A_{Nc} / A_{Nco} لا تعكس تأثيرات الحواف بشكل صحيح. يتم تصحيح هذه المشكلة عن طريق الحد من قيمة h_{ef} المستخدمة في المعادلات من 17.4.2.1 إلى 17.4.2.5 إلى $(c_{a,max})/1.5$ ، حيث $c_{a,max}$ هي أكبر مسافات حافة تؤثر على أقل من أو تساوي $1.5h_{ef}$ الفعلي. في أي حال من الأحوال، يجب أن يتم أخذ $(c_{a,max})/1.5$ أقل من ثلث الحد الأقصى للمسافة بين المسامير داخل المجموعة. إن الحد المفروض على h_{ef} لما لا يقل عن ثلث التباعد الأقصى بين المسامير داخل المجموعة يمنع استخدام قوة محسوبة استناداً إلى الموشورات الانفرادية لتكوين مسمار المجموعة. يتم توضيح هذا النهج في الشكل R17.4.2.3. في هذا المثال، الحد المقترح على قيمة h_{ef} ليتم استخدامه في الحسابات حيث $h_{ef} = (c_{a,max})/1.5$ ، ينتج عنه $h_{ef} = h'_{ef} = 100 \text{ mm}$. بالنسبة لهذا المثال، ستكون هذه القيمة الصحيحة لاستخدامها في h_{ef} في المقاومة حتى لو كان عمق الاندماج الفعلي أكبر. يمكن تصور متطلبات 17.4.2.3 عن طريق تحريك سطح التفتيت الفعلي الفعلي، الذي ينشأ في الأساس h_{ef} ، باتجاه سطح الخرسانة الموازية لحمولة الشد المطبق. يتم تحديد قيمة h_{ef} المستخدمة في المعادلات من 17.4.2.1 إلى 17.4.2.5 عندما: (أ) تتقاطع الحدود الخارجية لسطح الفشل على حافة حرة. أو (ب) أن تقاطع سطح الاختراق بين المسامير داخل المجموعة يتقاطع أولاً مع سطح الخرسانة. بالنسبة للمثال الموضح في الشكل R17.4.2.3، تعرف النقطة A تقاطع سطح الفشل المفترض لتقييد h_{ef} بسطح الخرسانة.

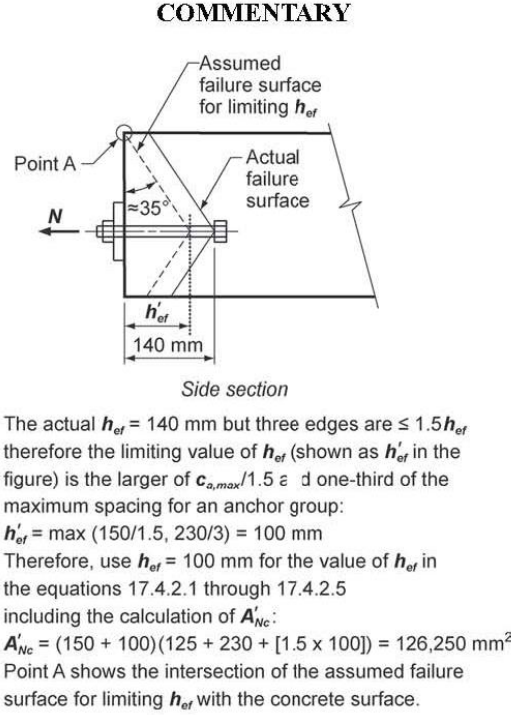
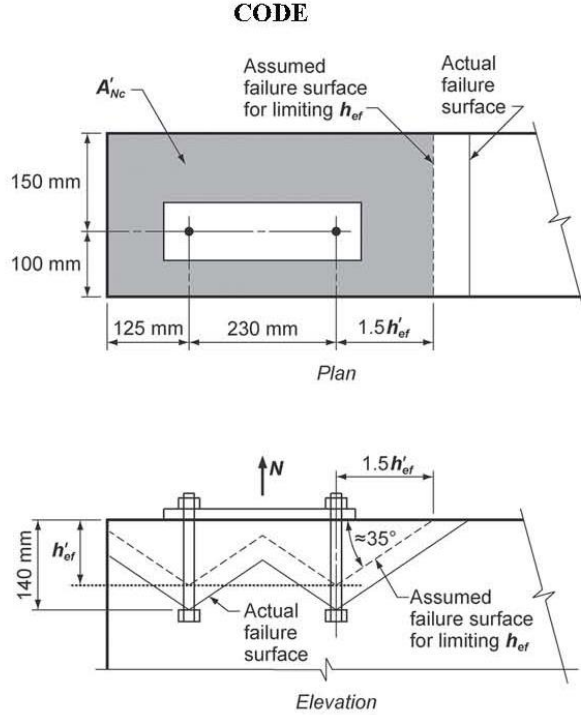


Fig. R17.4.2.3 Example of tension where anchors are located in narrow members.

CODE

الكود

17.4.2.4 The modification factor for anchor groups loaded eccentrically in tension, $\psi_{ec,N}$, shall be calculated as but $\psi_{ec,N}$ shall not be taken greater than 1.0. If the loading on an anchor group is such that only some anchors are in tension, only those anchors that are in tension shall be considered when determining the eccentricity e'_N for use in Eq. (17.4.2.4) and for the calculation of N_{cbg} according to Eq. (17.4.2.1b). In the case where eccentric loading exists about two axes, the modification factor $\psi_{ec,N}$ shall be calculated for each axis individually and the product of these factors used as $\psi_{ec,N}$ in Eq. (17.4.2.1b).

17.4.2.4 يحسب معامل التعديل لمجموعات المسامير التي تم تحميلها بشكل لامركزي في الشد، $\psi_{ec,N}$ ، على النحو التالي: لكن $\psi_{ec,N}$ لا يجب أن تؤخذ أكثر من 1.0. إذا كان التحميل على مجموعة مسامير هو أن بعض المسامير فقط في حالة شد، فإن تلك المسامير التي في حالة شد فقط يجب أن تؤخذ بعين الاعتبار عند تحديد اللامركزية e'_N للاستخدام في المعادلة (17.4.2.4) ولحساب N_{cbg} وفقاً للمعادلة (b17.4.2.1). في حالة وجود تحميل لامركزي حول محورين، يتم حساب معامل التعديل $\psi_{ec,N}$ لكل محور على حدة، ويتم استخدام ناتج هذه العوامل كـ $\psi_{ec,N}$ في المعادلة (17.4.2.1b).

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \quad (17.4.2.4)$$

COMMENTARY

التعليق

R17.4.2.4 Figure R17.4.2.4(a) shows a group of anchors that are all in tension but the resultant force is eccentric with respect to the centroid of the anchor group. Groups of anchors can also be loaded in such a way that only some of the anchors are in tension (Fig. R17.4.2.4(b)). In this case, only the anchors in tension are to be considered in the determination of e'_N . The anchor loading has to be determined as the resultant anchor tension at an eccentricity with respect to the center of gravity of the anchors in tension.

R17.4.2.4 (الشكل a) يظهر مجموعة من المسامير التي تكون جميعها في حالة شد ولكن القوة الناتجة هي لا مركزية فيما يتعلق بالنقطة المركزية لمجموعة المسامير. يمكن أيضاً تحميل مجموعات من المسامير بطريقة لا تكون فيها سوى بعض المسامير في حالة شد (الشكل رقم b). في هذه الحالة، يتم النظر فقط في المسامير في الشد في تحديد e'_N . يجب أن يتم تحديد التحميل الأساسي على أنه ترسو في حالة شد للمسامير في اتجاه لا مركزي بالنسبة إلى مركز ثقل المسامير في حالة الشد.

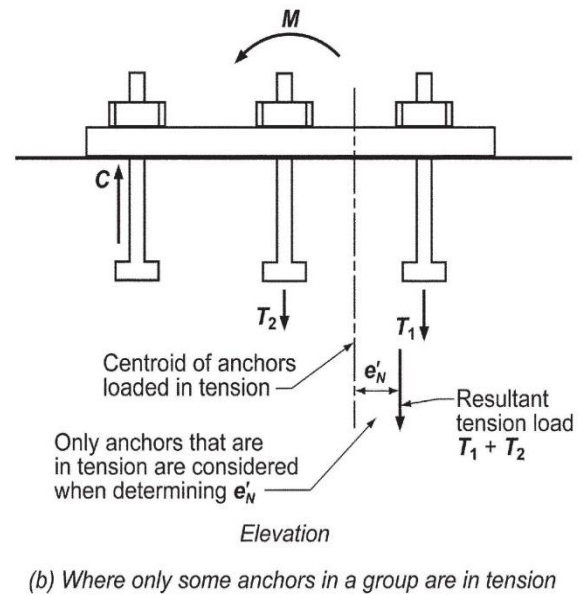
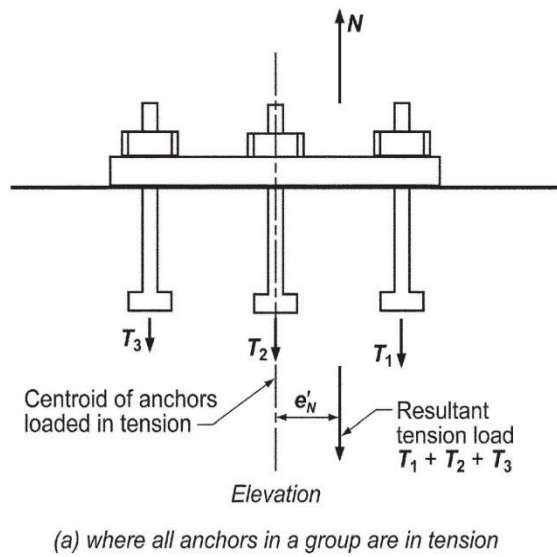


Fig. R17.4.2.4—Definition of e'_N for a group of anchors.

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

17.4.2.5 The modification factor for edge effects for single anchors or anchor groups loaded in tension, $\psi_{ed,N}$, shall be calculated as

17.4.2.5 يحسب معامل التعديل لتأثيرات الحواف للمسامير المفردة أو مجموعات المسامير المحملة بالشد، $\psi_{ed,N}$ ، يجب أن تحسب كما يلي :

$$\text{If } c_{a,min} \geq 1.5h_{ef}, \text{ then } \psi_{ed,N} = 1.0 \quad (17.4.2.5a)$$

$$\text{If } c_{a,min} < 1.5h_{ef}, \text{ then } \psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}} \quad (17.4.2.5b)$$

17.4.2.6 For anchors located in a region of a concrete member where analysis indicates no cracking at service load levels, the following modification factor shall be permitted:

(a) $\psi_{c,N} = 1.25$ for cast-in anchors
(b) $\psi_{c,N} = 1.4$ for post-installed anchors, where the value of kc used in Eq. (17.4.2.2a) is 17 Where the value of kc used in Eq. (17.4.2.2a) is taken from the **ACI 355.2** or **ACI 355.4** product evaluation report for post-installed anchors qualified for use in both cracked and uncracked concrete, the values of kc and $\psi_{c,N}$ shall be based on the ACI 355.2 or ACI 355.4 product evaluation report. for post-installed anchors qualified for use in both cracked and uncracked concrete, the values of kc and $\psi_{c,N}$ shall be based on the ACI 355.2 or ACI 355.4 product evaluation report. Where the value of kc used in Eq. (17.4.2.2a) is taken from the ACI 355.2 or ACI 355.4 product evaluation report for post-installed anchors qualified for use in uncracked concrete, $\psi_{c,N}$ shall be taken as 1.0. When analysis indicates cracking at service load levels, $\psi_{c,N}$ shall be taken as 1.0 for both cast-in anchors and postinstalled anchors. Post-installed anchors shall be qualified for use in cracked concrete in accordance with ACI 355.2 or ACI 355.4. The cracking in the concrete shall be controlled by flexural reinforcement distributed in accordance with 24.3.2, or equivalent crack control shall be provided by confining reinforcement.

17-4-2-6 بالنسبة إلى المسامير الواقعة في منطقة عنصر خرساني حيث يشير التحليل إلى عدم حدوث تشققات في مستويات حمل الخدمة ، يُسمح باستخدام معامل التعديل التالي:

(أ) $\psi_{c,N} = 1.25$ للمسامير مصبوبة في الموقع
(ب) $\psi_{c,N} = 1.4$ للمسامير لاحقة التثبيت ، حيث تكون قيمة kc المستخدمة في المعادلة (17.4.2.2a) هو 17 حيث قيمة kc المستخدمة في المعادلة (17.4.2.2) مأخوذ من تقرير تقييم المنتج ACI 355.2 أو ACI 355.4 للمسامير بعد التثبيت مؤهلة للاستخدام في كل من الخرسانة المتشققة وغير المشققة ، ويجب أن تكون قيم kc و $\psi_{c,N}$ على أساس تقرير تقييم المنتج ACI 355.2 أو ACI 355.4 . حيث قيمة kc المستخدمة في المعادلة (17.4.2.2) مأخوذة من تقرير تقييم المنتج ACI 355.2 أو ACI 355.4 لمسامير بعد التثبيت مؤهلة للاستخدام في الخرسانة الغير متشققة ، يجب أن تؤخذ $\psi_{c,N}$ و N ك 1.0. عندما يشير التحليل إلى التشقق في مستويات حمل الخدمة، يجب أن تؤخذ $\psi_{c,N}$ ، N ، ك 1.0 لكل من المسامير المصبوبة ولاحقة التثبيت. يجب أن تكون المسامير لاحقة التثبيت للاستخدام في الخرسانة المتشققة طبقاً للمواصفة ACI 355.2 أو ACI 355.4. يتم التحكم في التشقق في الخرسانة عن طريق تسليح الانحناء الموزع وفقاً لـ 24.3.2، أو يتم توفير التحكم في الشقوق المكافئة عن طريق حصر التسليح.

R17.4.2.5 If anchors are located close to an edge so that there is not enough space for a complete breakout prism to develop, the strength of the anchor is further reduced beyond that reflected in $ANc/ANco$. If the smallest side cover distance is greater than or equal to $1.5h_{ef}$, a complete prism can form and there is no reduction ($\psi_{ed,N} = 1$). If the side cover is less than $1.5h_{ef}$, the factor $\psi_{ed,N}$ is required to adjust for the edge effect (Fuchs et al. 1995).

17-2-5-4 إذا كانت المسامير موجودة بالقرب من حافة بحيث لا توجد مساحة كافية لوضع المنشور المنفصل الكامل ، فإن قوة التثبيت تنقلص إلى ما بعد ذلك المنعكس في $ANC / ANCO$. إذا كانت أصغر مسافة تغطية جانبية أكبر من أو تساوي $1.5h_{ef}$ ، فيمكن أن يتكون منشور كامل ولا يوجد أي تخفيض) ، $\psi_{ed,N}$ ، إذا كان الغطاء الجانبي أقل من 1.5 h_{ef} ، فإن العامل ، $\psi_{ed,N}$ ، مطلوب لتعديل تأثير الحواف (Fuchs et al. 1995).

R17.4.2.6 Post-installed anchors that have not met the requirements for use in cracked concrete according to ACI 355.2 or ACI 355.4 should be used only in regions that will remain uncracked.

17.4.2.6 يجب استخدام المثبتات للمسامير بالتركيب والتي لم تستوفي متطلبات الاستخدام في الخرسانة المشققة وفقاً للمواصفات ACI 355.2 أو ACI 355.4 إلا في المناطق التي تبقى غير متقبة. يجب أن يتضمن تحليل تحديد تشكيل التشقق تأثيرات الانكماش المقيد (راجع 24.4.2).

The analysis for the determination of crack formation should include the effects of restrained shrinkage (refer to 24.4.2). The anchor qualification tests of ACI 355.2 or ACI 355.4 require that anchors in cracked concrete zones perform well in a crack that is 0.3mm. wide. If wider cracks are expected, confining reinforcement to control the crack width to approximately 0.3mm. should be provided. The concrete breakout strengths given by Eq. (17.4.2.2a) and (17.4.2.2b) assume cracked concrete (that is, $\psi_{c,N} = 1.0$) with $\psi_{c,N} kc = 24$ for cast-in, and 17 for post-installed. When the uncracked concrete $\psi_{c,N}$ factors are applied (1.25 for cast-in, and 1.4 for post-installed), the results are $\psi_{c,N} kc$ factors of 30 for cast-in and 24 for post installed. This agrees with field observations and tests that show cast-in anchor strength exceeds that of post installed for both cracked and uncracked concrete.

تتطلب اختبارات المؤهلات الارتدادية ACI 355.2 أو ACI 355.4 أن تكون المسامير في مناطق الخرسانة المتشققة تعمل بشكل جيد في التشقق الذي يبلغ 0.3mm. إذا كان من المتوقع حدوث تشققات أوسع، فيجب توفير حصر التقوية للتحكم في عرض التشقق إلى 0.3mm تقريباً. قوة اختراق الخرسانة تعطى بواسطة المعادلة (17.4.2.2 أ) و (17.4.2.2 ب) لتحمل خرطوشة متشققة) أي ، c ، N مع $\psi_{c,N} kc = 24$ للظهور ، و 17 للتثبيت. عندما يتم تطبيق العوامل الخرسانية المكشوفة، N (1.25 للظهور، و 1.4 للتثبيت اللاحق) ، تكون النتائج $\psi_{c,N}$ ، تكون النتائج $\psi_{c,N} kc$ factor of 30 for cast-in and 24 for post installed. والاختبارات التي تظهر قوة مسمار الفولاذ يتجاوز ذلك من وظيفة مثبتة لكل من الخرسانة المتشققة وغير المشققة.

CODE

الكود

17.4.2.7 The modification factor for post-installed anchors designed for uncracked concrete in accordance with 17.4.2.6 without supplementary reinforcement to control splitting, $\psi_{cp,N}$, shall be calculated as follows using the critical distance c_{ac} as defined in 17.7.6

$$\text{If } c_{a,min} \geq 1.5h_{ef}, \text{ then } \psi_{ed,N} = 1.0 \quad (17.4.2.5a)$$

$$\text{If } c_{a,min} < 1.5h_{ef}, \text{ then } \psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}} \quad (17.4.2.5b)$$

but $\psi_{cp,N}$ determined from Eq. (17.4.2.7b) shall not be taken less than $1.5h_{ef}/c_{ac}$, where the critical distance c_{ac} is defined in 17.7.6. For all other cases, including cast-in anchors, $\psi_{cp,N}$ shall be taken as 1.0.

17.4.2.7 يحسب معامل التعديل للمسامير لاحقة التثبيت والمصممة للخرسانة الغير مشققة طبقاً للفقرة 17.4.2.6 دون تسليح إضافي للسيطرة على التشقق، $\psi_{cp,N}$ على النحو التالي باستخدام المسافة الحرج كما هو محدد في 17.7.6

$$\text{If } c_{a,min} \geq 1.5h_{ef}, \text{ then } \psi_{ed,N} = 1.0 \quad (17.4.2.5a)$$

$$\text{If } c_{a,min} < 1.5h_{ef}, \text{ then } \psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}} \quad (17.4.2.5b)$$

لكن $\psi_{cp,N}$ تحدد من المعادلة (17.4.2.7b) لا يؤخذ بأقل من $1.5h_{ef}/c_{ac}$ ، حيث يتم تعريف المسافة الحرجة في 17.7.6. بالنسبة إلى جميع الحالات الأخرى، بما في ذلك المسامير المصبوبة في الموقع، يتم أخذ $\psi_{cp,N} \leq 1.0$.

17.4.2.8 Where an additional plate or washer is added at the head of the anchor, it shall be permitted to calculate the projected area of the failure surface by projecting the failure surface outward $1.5h_{ef}$ from the effective perimeter of the plate or washer. The effective perimeter shall not exceed the value at a section projected outward more than the thickness of the washer or plate from the outer edge of the head of the anchor.

17.4.2.8 في حالة إضافة صفيحة أو مثبت مضاف على رأس المسمار ، يُسمح بحساب المساحة المسقطة لسطح الانهيار عن طريق إسقاط سطح الانهيار للخارج عند $1.5h_{ef}$ من المحيط الفعال للصفيحة أو المثبت. يجب ألا يتجاوز المحيط الفعال القيمة في المقطع المسقط للخارج أكثر من سماكة المثبت أو الصفيحة من الحافة الخارجية لرأس المسمار.

COMMENTARY

التعليق

R17.4.2.7 The design provisions in 17.4 are based on the assumption that the basic concrete breakout strength can be achieved if the minimum edge distance $c_{a,min}$ equals $1.5h_{ef}$. Test results (Asmus 1999), however, indicate that many torque-controlled and displacement-controlled expansion anchors and some undercut anchors require minimum edge distances exceeding $1.5h_{ef}$ to achieve the basic concrete breakout strength when tested in uncracked concrete without supplementary reinforcement to control splitting. When a tension load is applied, the resulting tensile stresses at the embedded end of the anchor are added to the tensile stresses induced due to anchor installation, and splitting failure may occur before reaching the concrete breakout strength defined in 17.4.2.1. To account for this potential splitting mode of failure, the basic concrete breakout strength is reduced by a factor $\psi_{cp,N}$ if $c_{a,min}$ is less than the critical edge distance c_{ac} . If supplementary reinforcement to control splitting is present or if the anchors are located in a region where analysis indicates cracking of the concrete at service loads, then the reduction factor $\psi_{cp,N}$ is taken as 1.0. The presence of supplementary reinforcement to control splitting does not affect the selection of Condition A or B in 17.3.3.

R17.4.2.7 تستند أحكام التصميم في 17.4 إلى افتراض أنه يمكن تحقيق قوة اختراق الخرسانة الأساسية إذا كان الحد الأدنى لمسافة الحافة $c_{a,min}$ ، يساوي $1.5h_{ef}$. نتائج الاختبار (Asmus 1999) ، مع ذلك ، تشير إلى أن العديد من مثبتات التوسعة التي تسيطر عليها عزم الدوران والتسليح ، وبعض المسامير المقوسة تتطلب مسافات حواف أدنى تتجاوز $1.5h_{ef}$ لتحقيق قوة كسر الخرسانة الأساسية عند اختبارها في الخرسانة غير المشققة بدون تقوية تكميلية للتحكم في الانقسام. عندما يتم تطبيق حمل الشد، تضاف ضغوط الشد الناتجة عند الطرف المضمن للرافعة إلى إجهاد الشد الناجم عن تركيب المسمار، وقد يحدث فشل التقسيم قبل الوصول إلى قوة كسر الخرسانة المحددة في 17.4.2.1. ولتحليل هذا النمط المحتمل للفشل، يتم تقليل قوة الاختراق الخرسانية الأساسية بواسطة عامل $\psi_{cp,N}$ ، if $c_{a,min}$ أقل من مسافة الحافة الحرجة c_{ac} . إذا كان التسليح الإضافي للتحكم في التقسيم موجوداً أو إذا كانت المسامير موجودة في منطقة حيث يشير التحليل إلى تشقق الخرسانة في أحمال الخدمة، عندئذ يتم أخذ عامل الاختزال ψ_{cp} ، ≤ 1.0 . لا يؤثر وجود تسليح إضافي لتقسيم السيطرة على اختيار الشرط A أو B في 17.3.3.

CODE

الكود

17.4.2.9 Where anchor reinforcement is developed in accordance with Chapter 25 on both sides of the breakout surface, the design strength of the anchor reinforcement shall be permitted to be used instead of the concrete breakout strength in determining ϕN_n . A strength reduction factor of 0.75 shall be used in the design of the anchor reinforcement

17.4.2.9 في حالة تثبيت تسليح المسمار وفقاً للفصل 25 على جانبي سطح الاختراق ، يجب السماح باستخدام المقاومة التصميمية لتسليح المسمار بدلاً من مقاومة الاختراق للخرسانة في تحديد ϕN_n . يجب استخدام معامل تخفيض المقاومة 0.75 في تصميم تسليح المسمار.

COMMENTARY

التعليق

R17.4.2.9 For conditions where the factored tensile force exceeds the concrete breakout strength of the anchor(s) or where the breakout strength is not evaluated, the nominal strength can be that of anchor reinforcement properly anchored, as illustrated in Fig. R17.4.2.9.

R17.4.2.9 في الحالات التي تتجاوز فيها قوة الشد المختبرة مقاومة الاختراق الخرسانية للمسمار (أو للمسامير) أو عندما لا يتم تقييم قوة الاختراق ، يمكن أن تكون المقاومة الاسمية هي قوة تسليح المسمار المثبتة بشكل صحيح ، كما هو موضح في الشكل R17.4.2.9 .

Care needs to be taken in the selection and positioning of the anchor reinforcement. The anchor reinforcement should consist of stirrups, ties, or hairpins placed as close as practicable to the anchor.

يجب توخي الحذر عند اختيار وضعية تسليح المسمار. يجب أن تتكون تسليح المسمار من الكانات ، والشدادات ، أو دبابيس الموضوعة في أقرب مكان ممكن إلى المسمار.

Only reinforcement spaced less than $0.5h_{ef}$ from the anchor centerline should be included as anchor reinforcement. The research (Eligehausen et al. 2006b) on which these provisions is based was limited to anchor reinforcement with maximum diameter similar to a No. 16 bar.

يجب أن يتم مسافة التسليح فقط أقل من $0.5h_{ef}$ من خط المسمار الرئيسي كتسليح للمسمار. وقد اقتصر البحث (Eligehausen et al. 2006b) الذي تستند عليه هذه الأحكام على تسليح المسمار مع أقصى قطر مماثل للشريط رقم 16.

It is beneficial for the anchor reinforcement to enclose the surface reinforcement. In sizing the anchor reinforcement, use of a 0.75 strength reduction factor ϕ is recommended as is used for strut-and-tie models. As a practical matter, use of anchor reinforcement is generally limited to cast-in anchors.

من المفيد لتسليح المسمار لضمان تسليح السطح. في تحديد حجم تسليح المسمار، يوصى باستخدام معامل تخفيض بنسبة 0.75 كما هو مستخدم لنماذج الركيزة والوصلة. من الناحية العملية، يقتصر استخدام تسليح المسمار بشكل عام على حدود مسامير الصب بالموقع .

CODE

الكود

17.4.3 Pullout strength of cast-in, post-installed ,expansion and undercut anchors in tension

17.4.3 مقاومة الانسحاب للمسامير المصبوبة في الموقع ولاحقة التثبيت والموسعه والارتدادية في الشد

17.4.3.1 The nominal pullout strength of a single cast-in, post-installed expansion, and post-installed undercut anchor in tension, N_{pn} , shall not exceed

$$N_{pn} = \psi_c P N_p$$

where $\psi_c P$ is defined in 17.4.3.6

17.4.3.1 يجب ألا تتجاوز قوة السحب الاسمية للمسامير المصبوبة في الموقع ولاحقة التثبيت والموسعه والارتدادية في الشد، N_{pn}

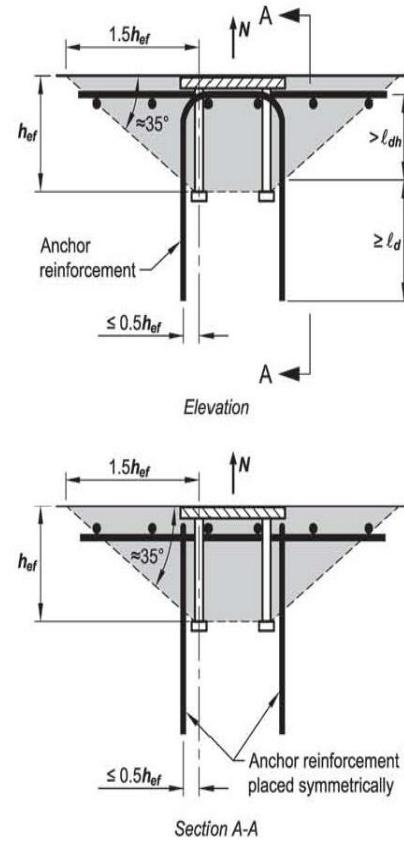
$$N_{pn} = \psi_c P N_p$$

حيث يتم تعريف $\psi_c P$ في 17.4.3.6

COMMENTARY

التعليق

COMMENTARY



R17.4.3 Pullout strength of cast-in, post-installed expansion and undercut anchors in tension

R17.4.3 مقاومة الانسحاب للمسامير المصبوبة في الموقع ولاحقة التثبيت والموسعه والارتدادية في الشد

R17.4.3.1 The design requirements for pullout are applicable to cast-in, post-installed expansion, and post installed undercut anchors. They are not applicable to adhesive anchors, which are instead evaluated for bond failure in accordance with 17.4.5.

4-17-3-1-1 تنطبق شروط التصميم مقاومة الانسحاب للمسامير المصبوبة في الموقع ولاحقة التثبيت والموسعه والارتدادية في الشد. وهي لا تنطبق على المسامير اللاصقة، والتي يتم تقييمها بدلاً من ذلك لفشل الربط وفقاً لـ 17.4.5.

CODE

الكود

17.4.3.2 For post-installed ,expansion and undercut anchors, the values of N_p shall be based on the 5 percent fractile of results of tests performed and evaluated according to ACI 355.2. It is not permissible to calculate the pullout strength in tension for such anchors.

17.4.3.2 بالنسبة للمسامير لاحقة التثبيت والموسعه والارتدادية ، تعتمد قيم N_p على نسبة نسبة 5 % لنتائج الاختبارات التي تم إجراؤها وتقييمها وفقاً للمعيار ACI 355.2 . لا يسمح بحساب قوة الانسحاب في الشد لمثل هذه المسامير.

17.4.3.3 For single cast-in headed studs and headed bolts, it shall be permitted to evaluate the pullout strength in tension using 17.4.3.4. For single J- or L-bolts, it shall be permitted to evaluate the pullout strength in tension using 17.4.3.5. Alternatively, it shall be permitted to use values of N_p based on the 5 percent fractile of tests performed and evaluated in the same manner as the ACI 355.2 procedures but without the benefit of friction

17.4.3.3 في حالة المسامير ذات الرأس الواحد المصبوبة في الموقع والمسامير الحلزونة ، يسمح بتقييم قوة السحب في الشد باستخدام 17.4.3.4 . بالنسبة إلى مسامير J أو L-single ، يجب أن يسمح بتقييم قوة السحب في الشد باستخدام 17.4.3.5 . بدلاً من ذلك، يجب السماح باستخدام قيم N_p استناداً إلى نسبة 5٪ من الاختبارات التي تم إجراؤها وتقييمها بنفس طريقة إجراءات ACI 355.2 ولكن بدون فائدة الاحتكاك.

17.4.3.4 The pullout strength in tension of a single headed stud or headed bolt, N_p , for use in Eq. (17.4.3.1), shall not exceed

$$N_{sb} = 13c_{a1}\sqrt{A_{brg}}\lambda_a\sqrt{f'_c} \quad (17.4.4.1)$$

17.4.3.4 قوة السحب في الشد للمسمار أحادي الرأس أو مسمار محلزن ، N_p ، للاستخدام في المعادل (17.4.3.1) ، يجب ألا يتجاوز

COMMENTARY

التعليق

R17.4.3.2 The pullout strength equations given in 17.4.3.4 and 17.4.3.5 are only applicable to cast-in headed and hooked anchors (CEB 1997; Kuhn and Shaikh 1996); they are not applicable to expansion and undercut anchors that use various mechanisms for end anchorage unless the validity of the pullout strength equations are verified by tests.

R17.4.2. لا تنطبق معادلات قوة الانسحاب الواردة في 17.4.3.4 و 17.4.3.5 إلا على المسامير الرأسية والمشبعة بالثقب (CEB 1997) ؛ Kuhn و (Shaikh 1996) ؛ وهي غير قابلة للتطبيق والتوسع وتقوي المسامير التي تستخدم آليات مختلفة لإنهاء التثبيت ما لم يتم التحقق من صحة معادلات قوة الانسحاب عن طريق الاختبارات.

R17.4.3.3 The pullout strength in tension of headed studs or headed bolts can be increased by providing confining reinforcement, such as closely spaced spirals, throughout the head region. This increase can be demonstrated by test

R17.4.3.3. يمكن زيادة قوة الانسحاب في شد المسامير الرأسية أو مسامير الرأس من خلال توفير تعزيز الحصر، مثل اللوالب المتقاربة بشكل وثيق، في جميع أنحاء منطقة الرأس. يمكن إثبات هذه الزيادة عن طريق الاختبار

R17.4.3.4 The value calculated from Eq. (17.4.3.4) corresponds to the load at which crushing of the concrete occurs due to bearing of the anchor head (CEB 1997; ACI 349). It is not the load required to pull the anchor completely out of the concrete, so the equation contains no term relating to embedment depth. Local crushing of the concrete greatly reduces the stiffness of the connection, and generally will be the beginning of a pullout failure

R17.4.3.4 القيمة المحسوبة من المعادل (17.4.3.4). يتوافق مع الحمل الذي يحدث فيه تشقق الخرسانة بسبب حمل رأس المسمار (CEB 1997) ؛ (ACI 349). ليس الحمل المطلوب هو سحب المسمار بالكامل من الخرسانة، لذلك لا تحتوي المعادلة على أي مصطلح يتعلق بعمق الاندماج. يقلل التشقق المحلي للخرسانة من صلابة الوصلات بشكل كبير، وسيكون بشكل عام بداية فشل الانسحاب

CODE

الكود

17.4.3.5 The pullout strength in tension of a single hooked bolt, N_p , for use in Eq. (17.4.3.1) shall not exceed

$$N_p = 0.9f_c' ehda \quad (17.4.3.5)$$

Where $3da \leq eh \leq 4.5da$

17.4.3.5 قوة السحب في الشد في مسمار واحد معكوف، N_p ، للاستخدام في المعادلة (17.4.3.1) يجب ألا يتجاوز

$$N_p = 0.9f_c' ehda \quad (17.4.3.5)$$

Where $3da \leq eh \leq 4.5da$.

17.4.3.6 For an anchor located in a region of a concrete member where analysis indicates no cracking at service load levels, the following modification factor shall be permitted

$$\psi_{c,P} = 1.4$$

Where analysis indicates cracking at service load levels, $\psi_{c,P}$ shall be taken as 1.0.

17.4.3.6 في حالة وجود مسمار يقع في منطقة عنصر خرساني حيث يشير التحليل إلى عدم حدوث تشقق في مستويات حمل الخدمة، يجب أن يكون معامل التعديل التالي $\psi_{c,P} = 1.4$

حيث يشير التحليل إلى التشقق في مستويات حمل الخدمة، يجب أن تؤخذ $\psi_{c,P}$ ، $1.0 \leq P$ ،

17.4.4 Concrete side-face blowout strength of a headed anchor in tension

17.4.4 قوة انفجار اللوجه الجانبي لمسمار ذات رأس في الشد

17.4.4.1 For a single headed anchor with deep embedment close to an edge ($hef > 2.5ca_1$), the nominal side-face blowout strength, N_{sb} , shall not exceed

$$N_{sb} = 13c_{a1} \sqrt{A_{brg}} \lambda_a \sqrt{f_c'} \quad (17.4.4.1)$$

If ca_2 for the single headed anchor is less than $3ca_1$, the value of N_{sb} shall be multiplied by the factor $(1 + ca_2/ca_1)/4$, where $1.0 \leq ca_2/ca_1 \leq 3.0$.

17.4.4.1 بالنسبة إلى لمسمار ذات الرأس الواحد مع عمق الغرس بالقرب من حافة ($hef > 2.5ca_1$)، يجب ألا تتجاوز قوة الانفجار الاسمية للوجه الجانبي، N_{sb} ،

$$N_{sb} = \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}}\right) N_{sb} \quad (17.4.4.2)$$

إذا كانت ca_2 بالنسبة لمسمار ذات الرأس الواحد أقل من $3ca_1$ ، يجب ضرب قيمة N_{sb} بواسطة المعامل

$$(1 + ca_2/ca_1)/4، حيث $1.0 \leq ca_2/ca_1 \leq 3.0$$$

COMMENTARY

التعليق

R17.4.3.5 Equation (17.4.3.5) for hooked bolts was developed by Lutz based on the results of Kuhn and Shaikh (1996). Reliance is placed on the bearing component only, neglecting any frictional component because crushing inside the hook will greatly reduce the stiffness of the connection and generally will be the beginning of pullout failure. The limits on eh are based on the range of variables used in the three tests programs reported in Kuhn and Shaikh (1996)

R17.4.3.5 تم تثبيت المعادلات (17.4.3.5) للبراغي المكسية بواسطة Lutz بناءً على نتائج Kuhn و Shaikh (1996). يتم وضع الاعتماد على مكون المحمل فقط، مع إهمال أي مكون احتكاك لأن التشقق داخل الخطاف سيقلل من صلابة الوصلات بشكل كبير وسيكون بشكل عام بداية فشل الانسحاب. تستند حدود eh على نطاق المتغيرات المستخدمة في برامج الاختبارات الثلاثة المذكورة في (كوهن والشيخ) 1996.

R17.4.4 Concrete side-face blowout strength of a headed anchor in tension—The design requirements for side-face blowout are based on the recommendations of Furche and Eligehausen (1991). These requirements are applicable to headed anchors that usually are cast-in anchors. Splitting during installation rather than side face blowout generally governs post-installed anchors, and is evaluated by the ACI 355.2 requirements.

R17.4.4 قوة انفجار الجانب المسموح بواسطة مسمار ذات رأس في الشد تستند متطلبات تصميم الانفجار الجانبي إلى توصيات من قبل Furche وإليجاهاوزن) 1991. (تطبق هذه المتطلبات على المسمار المرتكزة التي عادة ما تكون مثبتة في المسمار. ينقسم أثناء التثبيت بدلاً من الانفجار الجانبي للوجه بشكل عام إلى المسمار المثبتة، ويتم تقييمه من خلال متطلبات ACI 355.2.

CODE

الكود

17.4.4.2 For multiple headed anchors with deep embedment close to an edge ($hef > 2.5c_{a1}$) and anchor spacing less than $6c_{a1}$, the nominal strength of those anchors susceptible to a side-face blowout failure N_{sb} shall not exceed

$$N_{sb} = \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}} \right) N_{sb} \quad (17.4.4.2)$$

17.4.4.2 بالنسبة للمسامير متعددة الرأس ذات عمق غرس قريب من الحافة ($hef > 2.5c_{a1}$) وتباعد المسمار أقل من $6c_{a1}$ ، فإن القوة الاسمية لتلك المسامير المعرضة لحدوث انهيار تفجير للوجه الجانبي لا يتجاوز N_{sb}

$$N_{sb} = \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}} \right) N_{sb} \quad (17.4.4.2)$$

where s is the distance between the outer anchors along the edge, and N_{sb} is obtained from Eq. (17.4.4.1) without modification for a perpendicular edge distance.

حيث s هي المسافة بين المسامير الخارجية على طول الحافة، ويتم الحصول على N_{sb} من المعادلة (17.4.4.1) دون تعديل لمسافة الحافة العمودية.

COMMENTARY

التعليق

R17.4.4.2 In determining nominal side-face blowout strength for multiple headed anchors, only those anchors close to an edge ($hef > 2.5c_{a1}$) that are loaded in tension should be considered. Their strength should be compared to the proportion of the tensile load applied to those anchors.

R17.4.4.2 عند تحديد قوة الانفجار الاسمية الجانبية لواجهات المسامير متعددة الرؤوس ، ينبغي النظر فقط في تلك المسامير القريبة من حافة التي يتم تحميلها في الشد. وينبغي مقارنة قوتها إلى نسبة الحمل الشد المطبقة على تلك المسامير.

CODE

الكود

17.4.5 Bond strength of adhesive anchor in tension

17.4.5 قوة الربط للمسمار اللاصق في الشد

17.4.5.1 The nominal bond strength in tension, N_a of a single adhesive anchor or N_{ag} of a group of adhesive anchors, shall not exceed

(a) For a single anchor

17.4.5.1 يجب ألا تتجاوز قوة الربط الاسمية في الشد ، N_a لمسمار لاصق واحد أو N_{ag} لمجموعة من المسمار اللاصقة ،
(أ) لمسمار لاصق واحد

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \psi_{ec,Na} \psi_{ed,Na} \psi_{cp,Na} N_{ba} \quad (17.4.5.1a)$$

(ب) لمجموعة من المسمار اللاصقة

$$N_{ag} = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \psi_{ec,Na} \psi_{ed,Na} \psi_{cp,Na} N_{ba} \quad (17.4.5.1b)$$

Factors $\psi_{ec,Na}$, $\psi_{ed,Na}$, and $\psi_{cp,Na}$ are defined in 17.4.5.3, 17.4.5.4, and 17.4.5.5, respectively. A_{Na} is the projected influence area of a single adhesive anchor or group of adhesive anchors that shall be approximated as a rectilinear area

that projects outward a distance c_{Na} from the centerline of the adhesive anchor, or in the case of a group of adhesive anchors, from a line through a row of adjacent adhesive anchors. A_{Na} shall not exceed nA_{Nao} , where n is the number of adhesive anchors in the group that resist tension loads. A_{Nao} is the projected influence area of a single adhesive anchor with an edge distance equal to or greater than c_{Na} :

يتم تعريف المعاملات $\psi_{cp,Na}$ و $\psi_{ec,Na}$ ، $\psi_{ed,Na}$ في 17.4.5.3 و 17.4.5.4 و 17.4.5.5 على التوالي. A_{Na} هي مساحة التأثير المتوقعة لمسمار لاصق واحد أو لمجموعة من المسمار اللاصقة التي يجب تقريبها كمساحة مستطيلة والتي تخرج إلى الخارج مسافة c_{Na} من خط مركز المسمار اللاصق ، أو في حالة مجموعة من المسمار اللاصقة ، من خط خلال صف من المسمار اللاصقة المجاورة. يجب أن لا يتجاوز nA_{Nao} ، A_{Na} حيث n هو المسمار اللاصقة في المجموعة التي تقاوم أحمال الشد A_{Nao} هي مساحة التأثير المتوقعة لمسمار لاصق واحد مع مسافة طرفية تساوي أو أكبر من c_{Na}

$$A_{Nao} = (2c_{Na})^2 \quad (17.4.5.1c)$$

where

$$c_{Na} = 10d_a \sqrt{\frac{\tau_{seicp}}{7.6}} \quad (17.4.5.1d)$$

and constant 7.6 carries the unit of MPa

والثابت 7.6 يحمل وحدة MPa

COMMENTARY

التعليق

R17.4.5 Bond strength of adhesive anchor in tension

R17.4.5 قوة الربط من مسمار اللاصق في الشد

R17.4.5.1 Evaluation of bond strength applies only to adhesive anchors. Single anchors with small embedment loaded to failure in tension may exhibit concrete breakout failures, while deeper embedments produce bond failures.

R17.4.5.1 ينطبق تقييم قوة الربط على المسمار اللاصقة فقط. قد تظهر المسمار المفردة ذات الغرز الصغير المحملة بالفشل في الشد فشلا في اختراق الخرسانة، في حين تنتج الغرز الأعمق انهيار في الربط.

Adhesive anchors that exhibit bond failures when loaded individually may exhibit concrete failures when in a group or in a nearedge condition. In all cases, the strength in tension of adhesive anchors is limited by the concrete breakout strength as given by Eq. (17.4.2.1a) and (17.4.2.1b) (Eligehausen et al. 2006a).

المسمار اللاصقة التي تعرض فشل الروابط عند التحميل بشكل فردي قد تظهر إخفاقات ملموسة عندما تكون في مجموعة أو في حالة قرب من الحافة. في جميع الحالات، تكون مقاومة شد المسمار اللاصقة محدودة من خلال قوة اختراق الخرسانة كما هو محدد من قبل المعادل (17.4.2.1a) و (17.4.2.1b) (Eligehausen et al. 2006a).

The influences of anchor spacing and edge distance on both bond strength and concrete breakout strength must be evaluated for adhesive anchors. The influences of anchor spacing and edge distance on the nominal bond strength of adhesive anchors in tension are included in the modification factors A_{Na}/A_{Nao} and $\psi_{ed,Na}$ in Eq. (17.4.5.1a) and (17.4.5.1b). The influence of nearby edges and adjacent loaded anchors on bond strength is dependent on the volume of concrete mobilized by a single adhesive anchor. In contrast to the projected concrete failure area concept used in Eq. (17.4.2.1a) and (17.4.2.1b)

يجب تقييم التأثيرات الخاصة بمسافة الربط ومسافة الحافة على كل من قوة الربط وقوة كسر الخرسانة من أجل المسمار اللاصقة. يتم تأثيرات تباعد المسمار ومسافة الحافة على مقاومة الرابطة الاسمية للمسمار اللاصقة في

الشد في عوامل التعديل A_{Na}/A_{Nao} و $\psi_{ed,Na}$ و N_a في Eq. (17.4.5.1a) و (17.4.5.1b).

يعتمد تأثير الحواف القريبة والمسمار المحملة المجاورة على مقاومة الربط على حجم الخرسانة المعبأة بواسطة مسمار لاصقة واحدة. على النقيض من مفهوم منطقة فشل الخرسانة

المتوقعة المستخدمة في Eq. (17.4.2.1a) و (17.4.2.1b)

CODE

الكود

COMMENTARY

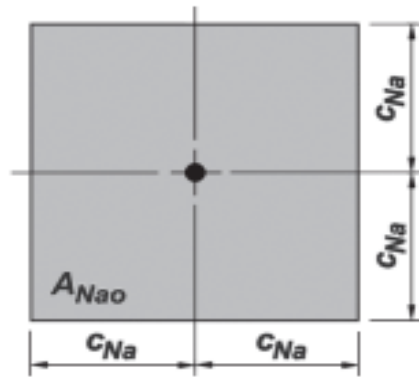
التعليق

to compute the breakout strength of an adhesive anchor, the influence area associated with the bond strength of an adhesive anchor used in Eq. (17.4.5.1a) and (17.4.5.1b) is not a function of the embedment depth, but rather a function of the anchor diameter and the characteristic bond stress. The critical distance c_{Na} is assumed the same whether the concrete is cracked or uncracked; for simplicity, the relationship for c_{Na} in Eq. (17.4.5.1d) uses τ_{uncr} , the characteristic bond stress in uncracked concrete. This has been verified by experimental and numerical studies (Eligehausen et al. 2006a).

لحساب قوة الاختراق لمسمار لاصقة، ومنطقة التأثير المرتبطة بقوة الرابطة لمسمار لاصقة تستخدم في Eq. (17.4.5.1a) و (17.4.5.1b) ليست دالة لعق الغرز، وإنما هي دالة لقطر المسمار وضغط السمة المميزة. تُفترض المسافة الحرجة c_{Na} ما إذا كانت الخرسانة متشققة أم غير مشقوقة. من أجل البساطة، العلاقة لـ c_{Na} في Eq. (17.4.5.1d) يستخدم τ_{uncr} ، الإجهاد الروابط المميزة في الخرسانة غير المشققة. تم التحقق من ذلك عن طريق الدراسات التجريبية والعديدية. (Eligehausen et al. 2006a)

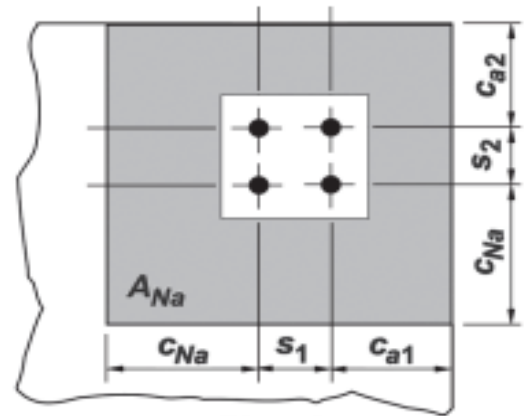
Figure R17.4.5.1(a) shows A_{Na} and the development of Eq. (17.4.5.1c). A_{Na} is the projected influence area for the bond strength of a single adhesive anchor. Figure R17.4.5.1(b) shows an example of the projected influence area for an anchor group. Because, in this case, A_{Na} is the projected influence area for a group of anchors, and A_{Na} is the projected influence area for a single anchor, there is no need to include n , the number of anchors, in Eq. (17.4.5.1b). If anchors in a group (anchors loaded by a common base plate or attachment) are positioned in such a way that the projected influence areas of the individual anchors overlap, the value of A_{Na} is less than nA_{Na} . The tensile strength of closely spaced adhesive anchors with low bond strength may significantly exceed the value given by Eq. (17.4.5.1b). A correction factor is given in the literature (Eligehausen et al. 2006a) to address this issue, but for simplicity, this factor is not included in the Code

الشكل (a) R17.4.5.1: يبين A_{Na} و تثبيت المعادل. 17.4.5.1c. A_{Na} هي منطقة التأثير المتوقعة لقوة الربط لمسمار لاصقة واحد. يوضح الشكل 4.1.4.5.1 (ب) مثالاً لمنطقة التأثير المسقط لمجموعة الارتساء. لأنه، في هذه الحالة، A_{Na} هي منطقة التأثير المتوقعة لمجموعة من المسمار، و A_{Na} هي منطقة التأثير المتوقعة لمسمار واحدة، وليس هناك حاجة لتضمين n ، عدد المسمار، في Eq. (17.4.5.1b). إذا تم وضع المسمار في مجموعة (مثبتة بواسطة لوحة قاعدة مشتركة أو ملحق) بطريقة تتداخل فيها مناطق التأثير المتوقعة للمرباط الفردية، تكون قيمة A_{Na} أقل من nA_{Na} . قد تتجاوز قوة الشد للمرباط اللاصقة ذات التباعد الدقيق مع قوة الارتباط المنخفضة القيمة المعطاة بواسطة المعادل. (Eligehausen et al. 2006a) لمعالجة هذه المسألة، ولكن من أجل البساطة، لا يتم تضمين هذا العامل في الكود



Plan view

$$A_{Na0} = (2c_{Na})^2$$

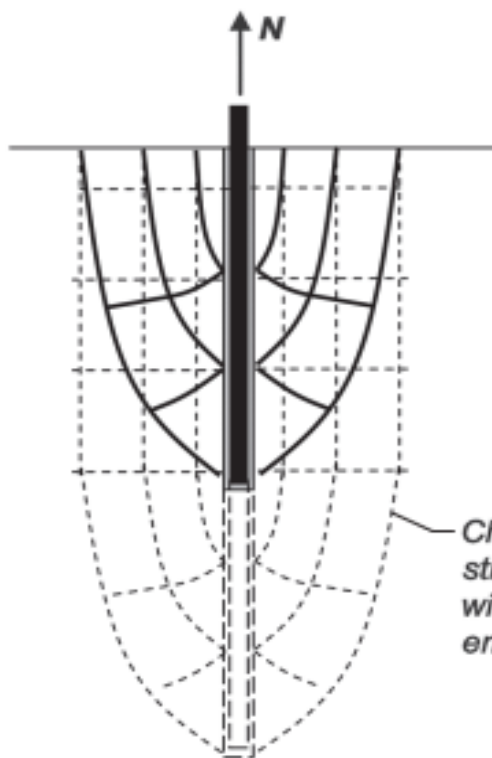


Plan view

$$A_{Na} = (c_{Na} + s_1 + c_{a1})(c_{Na} + s_2 + c_{a2}) \text{ if}$$

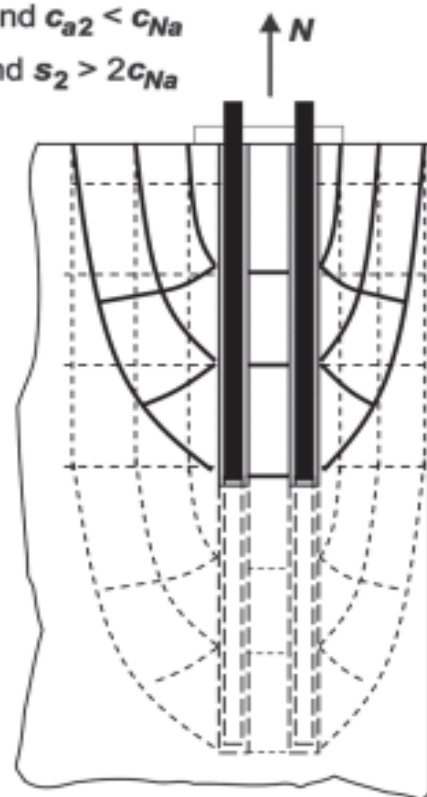
$$c_{a1} \text{ and } c_{a2} < c_{Na}$$

$$s_1 \text{ and } s_2 > 2c_{Na}$$



Section through anchor
showing principal stress trajectories

(a) Single adhesive anchor away
from edges and other anchors



Section through anchor group
showing principal stress trajectories

(b) Group of four adhesive anchors
located near a corner

Fig. R17.4.5.1—Calculation of influence areas A_{Na0} and A_{Na}

الشكل 1 - R.5.4.5.1. حساب مساحات التأثير A_{Na} و A_{Na0}

CODE

الكود

17.4.5.2 The basic bond strength of a single adhesive anchor in tension in cracked concrete, N_{ba} , shall not exceed

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef} \quad (17.4.5.2)$$

The characteristic bond stress τ_{cr} shall be taken as the 5 percent fractile of results of tests performed and evaluated according to ACI 355.4. Where analysis indicates cracking at service load levels, adhesive anchors shall be qualified for use in cracked concrete in accordance with ACI 355.4. For adhesive anchors located in a region of a concrete member where analysis indicates no cracking at service load levels, τ_{uncr} shall be permitted to be used in place of τ_{cr} in Eq. (17.4.5.2) and shall be taken as the 5 percent fractile of results of tests performed and evaluated according to ACI 355.4. It shall be permitted to use the minimum characteristic bond stress values in Table 17.4.5.2, provided (a) through (e) are satisfied: (a) Anchors shall meet the requirements of ACI 355.4 (b) Anchors shall be installed in holes drilled with a rotary impact drill or rock drill (c) Concrete at time of anchor installation shall have a minimum compressive strength of 17 MPa (d) Concrete at time of anchor installation shall have a minimum age of 21 days (e) Concrete temperature at time of anchor installation shall be at least 50°F

17.4.5.2 يجب ألا تتجاوز قوة الربط الأساسية لمسمار لاصق واحد في الشد في الخرسانة المتشققة ، N_{ba}

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef} \quad (17.4.5.2)$$

يجب أن تؤخذ علاقة الربط المميزة τ_{cr} مع 5٪ من نتائج الاختبارات التي يتم إجراؤها وتقييمها وفقاً لـ ACI 355.4 حيث يشير التحليل إلى التشقق في مستويات حمل الخدمة، يجب أن تكون المسمار اللاصق مؤهلة للاستخدام في الخرسانة المتشققة وفقاً لـ ACI 355.4. بالنسبة للمسامير اللاصقة الموجودة في منطقة عنصر خرساني حيث يشير التحليل إلى عدم حدوث تشقق في مستويات حمل الخدمة، يجب السماح باستخدام τ_{cr} في المعادلة (17.4.5.2) ويجب أن تؤخذ كنسبة 5 في المئة من نتائج الاختبارات التي أجريت وتقييمها وفقاً لـ ACI 355.4. يجب أن يسمح باستخدام قيم الحد الأدنى لأجهاد الربط المميزة في الجدول 17.4.5.2، بشرط أن تكون (أ) إلى (هـ) مستوفاة:

(أ) يجب أن تستوفي المسامير متطلبات ACI 355.4 (ب) تثبيت المسامير في ثقوب محفورة مع حفر الصدم الدوراني أو الحفر الصخري (ج) يجب أن يكون للخرسانة في وقت تثبيت المسمار أقل مقاومة للضغط تبلغ 17 MPa. يجب أن يكون عمر الخرسانة في وقت التثبيت أقل عمر 21 يوماً (د) درجة الحرارة للخرسانة في وقت التثبيت، يجب أن يكون التركيب على الأقل 50 درجة فهرنهايت

COMMENTARY

التعليق

R17.4.5.2 The equation for basic bond strength of adhesive anchors as given in Eq. (17.4.5.2) represents a uniform bond stress model that has been shown to provide the best prediction of adhesive anchor bond strength through numerical studies and comparisons of different models to an international database of experimental results (Cook et al. 1998). The basic bond strength is valid for bond failures that occur between the concrete and the adhesive as well as between the anchor and the adhesive. Characteristic bond stresses should be based on tests performed in accordance with ACI 355.4 and should reflect the particular combination of installation and use conditions anticipated during construction and during the anchor service life.

R17.4.5.2 معادلة قوة الارتباط الأساسية للمسامير اللاصقة على النحو المعطى في Eq. (17.4.5.2) يمثل نموذج موحد لإجهاد الربط أظهر أنه يوفر أفضل تنبؤ لقوة رابطة مسمار لاصقة من خلال دراسات رقمية ومقارنات لنماذج مختلفة لقاعدة بيانات دولية للنتائج التجريبية (كوك وآخرون 1998). قوة الارتباط الأساسية صالحة لفشل الربط التي تحدث بين الخرسانة والمواد اللاصقة وكذلك بين المسمار واللاصق. يجب أن تستند ضغوط الربط المميزة على الاختبارات التي تم إجراؤها طبقاً لـ ACI 355.4 ويجب أن تعكس التركيب الخاصة لظروف التركيب والاستخدام المتوقعة أثناء الإنشاء وخلال فترة خدمة المسمار

For those cases where product-specific information is unavailable at the time of design, Table 17.4.5.2 provides lower-bound default values. The characteristic bond stresses in Table 17.4.5.2 are the minimum values permitted for adhesive anchor systems qualified in accordance with ACI 355.4 for the tabulated installation and use conditions.

بالنسبة للحالات التي تكون فيها المعلومات الخاصة بالمنتج غير متوفرة في وقت التصميم، يقدم الجدول 17.4.5.2 قيماً افتراضية منخفضة. الضغوط الربط المميزة 17.4.5.2 هي القيم الدنيا المسموح بها لأنظمة الربط اللاصقة المؤهلة وفقاً لـ ACI 355.4 بالنسبة لتركييب مجدولة وظروف الاستخدام

Use of these values is restricted to the combinations of specific conditions listed; values for other combinations of installation and use conditions should not be inferred. Where both sustained loading and earthquake loading are present, the applicable factors given in the footnotes of Table 17.4.5.2 should be multiplied together. The table assumes that all concrete has a minimum age of 21 days and a minimum concrete compressive strength of 17 MPa. See R17.1.2.

يقتصر استخدام هذه القيم على مجموعات الشروط المحددة المذكورة؛ يجب عدم الاستدلال على القيم الخاصة بمجموعات أخرى من شروط التركيب والاستخدام. في حالة وجود كل من الحمل المستقر وتحميل الزلازل، يجب مضاعفة العوامل المطبقة الواردة في حواشي الجدول 17.4.5.2 معاً. يفترض الجدول أن جميع الخرسانة لديها حد أدنى للعمر 21 يوماً وحد أدنى من ضغط الخرسانة يبلغ 17 MPa. انظر R17.1.2.

CODE الكود

Table 17.4.5.2—Minimum characteristic bond stresses^{[1][2]}

جدول 17.4.5.2 أقل أجهادات ربط مميزة

Table 17.4.5.2—Minimum characteristic bond stresses^{[1][2]}

Installation and service environment	Moisture content of concrete at time of anchor installation	Peak in-service temperature of concrete, °C	τ_{cr} MPa	τ_{uncr} MPa
Outdoor	Dry to fully saturated	79	1.4	4.5
Indoor	Dry	43	2.1	7.0

^[1]Where anchor design includes sustained tension loading, multiply values of τ_{cr} and τ_{uncr} by 0.4.

^[2]Where anchor design includes earthquake loads for structures assigned to SDC C, D, E, or F, multiply values of τ_{cr} by 0.8 and τ_{uncr} by 0.4.

(1)

حيث يشتمل تصميم المسمار على تحميل متواصل للشد، قيم مضاعفة لـ τ_{cr} و τ_{uncr} بمقدار 0.4 [2]. حيث يشتمل تصميم المسمار على أحمال الزلازل للمنشآت المخصصة لـ SDC C، D، E، أو F، قيم مضاعفة لـ τ_{cr} بمقدار 0.8 و τ_{uncr} بمقدار 0.4.

COMMENTARY

التعليق

The terms “indoor” and “outdoor” as used in Table 17.4.5.2 refer to a specific set of installation and service environments. Indoor conditions represent anchors installed in dry concrete with a rotary impact drill or rock drill and subjected to limited concrete temperature variations over the service life of the anchor. Outdoor conditions are assumed to occur, when at the time of anchor installation, the concrete is exposed to weather and may therefore be wet. Anchors installed in outdoor conditions are also assumed to be subject to greater concrete temperature variations such as might be associated with freezing and thawing or elevated temperatures resulting from direct sun exposure. While the indoor/outdoor characterization is useful for many applications, there may be situations in which a literal interpretation of the terms “indoor” and “outdoor” do not apply. For example, anchors installed before the building envelope is completed may involve drilling in saturated concrete. As such, the minimum characteristic bond stress associated with the outdoor condition in Table 17.4.5.2 applies, regardless of whether the service environment is “indoor” or “outdoor.” Rotary impact drills and rock drills produce non-uniform hole geometries that are generally favorable for bond. Installation of adhesive anchors in core-drilled holes may result in substantially lower characteristic bond stresses. Because this effect is highly product dependent, design of anchors to be installed in core-drilled holes should adhere to the productspecific characteristic bond stresses established through testing in accordance with ACI 355.4.

يشير المصطلحان "داخلي" و "خارجي" كما هو مستخدم في الجدول 17.4.5.2 إلى مجموعة محددة من بيئات التثبيت والخدمة. تمثل الظروف الداخلية المسمار المثبتة في الخرسانة الجافة مع مثقاب الحفر الدوارة أو حفر الصخور وتعرض لتغيرات محددة في درجة حرارة الخرسانة على مدى فترة خدمة المسمار. من المفترض أن تحدث الظروف الخارجية، عندما تكون الخرسانة عند تعرضها للتركيب في الجو، وبالتالي قد تكون مبللة. يفترض أيضاً أن المسمار المثبتة في الظروف الخارجية تخضع لتغيرات درجة حرارة خرسانية أكبر مثل التي قد تكون مرتبطة بالتجميد والذوبان أو درجات الحرارة المرتفعة الناتجة عن التعرض المباشر للشمس. في حين أن التوصيف الداخلي / الخارجي مفيد للعديد من التطبيقات، فقد تكون هناك حالات لا ينطبق فيها التفسير الحرفي لمصطلحي "داخلي" و "خارجي". على سبيل المثال، المسمار المثبتة قبل اكتمال البناء قد تنطوي على الحفر في الخرسانة المشبعة. على هذا النحو، ينطبق الحد الأدنى من ضغط السمة المميزة المصاحب للحالة الخارجية في الجدول 17.4.5.2، بغض النظر عما إذا كانت بيئة الخدمة "داخلياً" أو "في الهواء الطلق". تمثل مثاقب التأثير الدوارة والمثاقب الصخرية أشكال هندسية غير منتظمة بشكل عام مواتية للسندات. قد ينتج عن تثبيت المسمار اللاصقة في الثقوب المحورية الأساسية ضغوط سندات مميزة أقل بكثير. نظراً لأن هذا التأثير يعتمد بدرجة كبيرة على المنتج، يجب أن يلتزم تصميم المسمار المراد تثبيتها في الثقوب المحورية الأساسية بضغط الربط المحدد للمنتج الذي تم إنشاؤه من خلال الاختبار وفقاً لـ ACI 355.4.

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

The characteristic bond stresses associated with specific adhesive anchor systems are dependent on a number of parameters. Consequently, care should be taken to include all parameters relevant to the value of characteristic bond stress used in the design. These parameters include but are not limited to:

Type and duration of loading—bond strength is reduced for sustained tension loading

(b) Concrete cracking—bond strength is higher in uncracked concrete

(c) Anchor size—bond strength is generally inversely proportional to anchor diameter

Drilling method—bond strength may be lower for anchors installed in core-drilled holes

(e) Degree of concrete saturation at time of hole drilling and anchor installation—bond strength may be reduced due to concrete saturation

تعتمد إجهادات الرابطة المميزة المرتبطة بنظم مسامير ربط لاصقة معينة على عدد من المعلمات. وبالتالي، ينبغي الحرص على إدراج جميع المحددات ذات الصلة بقيمة الإجهاد الرابطة المميزة المستخدمة في التصميم. تشمل هذه المحددات على سبيل المثال لا الحصر:

(أ) نوع ومدة التحميل - يتم تقليل قوة الربط من أجل التحميل المستمر للشد
(ب) تشقق الخرسانة - قوة الربط أعلى في الخرسانة غير المشققة
(ج) حجم المسمار - قوة الربط تكون متناسبة عكسيا بشكل عام مع قطر المسمار

(د) طريقة الحفر - قد تكون قوة الرابطة أقل بالنسبة للمسامير المثبتة في الثقوب المحورية الأساسية

(هـ) درجة تشبع الخرسانة في وقت حفر الثقب وتركيب المسمار - يمكن تقليل قوة الربط بسبب تشبع الخرسانة

(f) Concrete temperature at time of installation—installation of anchors in cold conditions may result in retarded adhesive cure and reduced bond strength

(g) Concrete age at time of installation—installation in early-age concrete may result in reduced bond strength (refer to R17.1.2)

(h) Peak concrete temperatures during anchor service life—under specific conditions (for example, anchors in thin concrete members exposed to direct sunlight), elevated concrete temperatures can result in reduced bond strength

(و) درجة حرارة الخرسانة في وقت التركيب - تركيب المسامير في الظروف الباردة قد يؤدي إلى أداء ضعيف للاصق وقوة ارتباط أقل

(ز) عمر الخرسانة في وقت التركيب - قد يؤدي التركيب في الخرسانة المبكرة إلى انخفاض قوة الربط (راجع R17.1.2)

(ح) درجات حرارة الخرسانة المرتفعة خلال فترة خدمة المسمار - تحت ظروف محددة (على سبيل المثال، المسامير في عناصر الخرسانة الرقيقة المعرضين لكمرة الشمس المباشرة)، يمكن أن تؤدي درجات حرارة الخرسانة المرتفعة إلى انخفاض قوة الارتباط

CODE

الكود

17.4.5.3 The modification factor for adhesive anchor groups loaded eccentrically in tension, $\psi_{ec,Na}$, shall be calculated as

$$\psi_{ec,Na} = \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} \quad (17.4.5.3)$$

but $\psi_{ec,Na}$, shall not be taken greater than 1.0. If the loading on an adhesive anchor group is such that only some adhesive anchors are in tension, only those adhesive anchors that are in tension shall be considered when determining the eccentricity e'_N for use in Eq. (17.4.5.3) and for the calculation of N_{ag} according to Eq. (17.4.5.1b). In the case where eccentric loading exists about two orthogonal axes, the modification factor $\psi_{ec,Na}$ shall be calculated for each axis individually and the product of these factors used as $\psi_{ec,Na}$ in Eq. (17.4.5.1b)

17.4.5.3 بحسب معامل التعديل لمجموعة المسامير اللاصقة التي تم تحميلها بشكل لامركزي في الشد ، $\psi_{ec,Na}$

$$\psi_{ec,Na} = \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} \quad (17.4.5.3)$$

ولكن ، $\psi_{ec,Na}$ لن تؤخذ أكثر من 1.0. إذا كان التحميل على مجموعة مسامير لاصقة بحيث يكون هناك بعض المسامير اللاصقة فقط في حالة شد، فيجب النظر فقط في المسامير اللاصقة الموجودة في الشد عند تحديد اللامركزية e'_N للاستخدام في (17.4.5.3) ولحساب N_{ag} حسب المعادلة (17.4.5.1b) في حالة وجود تحميل لامركزي حول محورين متعامدين، يتم حساب معامل التعديل، $\psi_{ec,Na}$ لكل محور على حدة ، ويتم استخدام ناتج هذه العوامل كـ $\psi_{ec,Na}$ في المعادلة (17.4.5.1b)

COMMENTARY

التعليق

(i) Chemical exposure—anchors used in industrial environments may be exposed to increased levels of contaminants that can reduce bond strength over time. Anchors tested and assessed under ACI 355.4 may in some cases not be qualified for all of the installation and service environments represented in Table 17.4.5.2. Therefore, even where the minimum values given in Table 17.4.5.2 are used for design, the relevant installation and service environments should be specified in accordance with 17.8.2.1, and only anchors that have been qualified under ACI 355.4 for the installation and service environments corresponding to the characteristic bond stress taken from Table 17.4.5.2 should be specified. Characteristic bond stresses associated with qualified adhesive anchor systems for a specific set of installation and use conditions may substantially exceed the minimum values provided in Table 17.4.5.2. For example, 13 mm to 20 mm. diameter anchors installed in impact drilled holes in dry concrete where use is limited to indoor conditions in uncracked concrete as described above may exhibit characteristic bond stresses f_{cr} in the range of 14 to 17 MPa.

(ي) التعرض للمواد الكيميائية - قد تتعرض المسامير المستخدمة في البيئات الصناعية لمستويات متزايدة من الملوثات التي يمكن أن تقلل من قوة الارتباط مع مرور الوقت قد لا يتم اختبار المسامير التي تم اختبارها وتقييمها بموجب ACI 355.4 في بعض الحالات لجميع بيئات التركيب والخدمات الممثلة في الجدول 17.4.5.2، لذلك، حتى عندما تستخدم القيم الدنيا الواردة في الجدول 17.4.5.2 للتصميم، ينبغي تحديد بيئات التركيب والخدمات ذات الصلة وفقاً للفقرة 17.8.2.1، والمسامير فقط المؤهلة بموجب ACI 355.4 لبيئات التركيب والخدمة وينبغي تحديد المقابلة لضغط السند المميز المأخوذ من الجدول 17.4.5.2. قد تزيد الضغوط الربط المميزة المرتبطة بأنظمة الربط اللاصقة المؤهلة لمجموعة محددة من شروط التركيب والاستخدام بشكل كبير عن الحد الأدنى للقيم الواردة في الجدول 17.4.5.2. على سبيل المثال، 13 mm to 20 mm. مسامير القطر المثبتة في الثقوب المحفورة في الخرسانة الجافة حيث يقتصر الاستخدام على الظروف الداخلية في الخرسانة غير المسحوقة كما هو موضح أعلاه قد تظهر ضغوط الربط المميزة في نطاق 14 إلى 17 MPa.

R17.4.5.3 Refer to R17.4.2.4.

R17.4.5.3 يرجى الرجوع إلى R17.4.2.4.

CODE

الكود

17.4.5.4 The modification factor for edge effects for single adhesive anchors or adhesive anchor groups loaded in tension, $\psi_{ed,Na}$, shall be calculated as

17.4.5.4 بحسب معامل التعديل لتأثيرات الحواف للمسامير اللاصقة المفردة أو مجموعة من المسامير اللاصقة المحملة بالشد ، $\psi_{ed,Na}$

$$\text{If } c_{a,min} \geq c_{Na}, \text{ then } \psi_{ed,Na} = 1.0 \quad (17.4.5.4a)$$

$$\text{If } c_{a,min} < c_{Na}, \text{ then } \psi_{ed,Na} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{c_{Na}} \quad (17.4.5.4b)$$

17.4.5.5 The modification factor for adhesive anchors designed for uncracked concrete in accordance with 17.4.5.2 without supplementary reinforcement to control splitting, $\psi_{cp,Na}$, shall be calculated as:

17.4.5.5 بحسب معامل التعديل للمسامير اللاصقة المصممة للخرسانة الغير مشققة طبقاً للفقرة 17.4.5.2 دون التسليح الإضافي للتحكم في التشقق ، $\psi_{cp,Na}$ ، على النحو التالي:

$$\text{If } c_{a,min} \geq c_{ac}, \text{ then } \psi_{cp,Na} = 1.0 \quad (17.4.5.5a)$$

$$\text{If } c_{a,min} < c_{ac}, \text{ then } \psi_{cp,Na} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \quad (17.4.5.5b)$$

but $\psi_{cp,Na}$ determined from Eq. (17.4.5.5b) shall not be taken less than c_{Na}/c_{ac} , where the critical edge distance c_{ac} is defined in 17.7.6. For all other cases, $\psi_{cp,Na}$ shall be taken as 1.0.

لكن $\psi_{cp,Na}$ تحدد من المعادلة (17.4.5.5b). يجب ألا يؤخذ أقل من c_{Na}/c_{ac} ، حيث يتم تحديد مسافة الحافة الحرجة c_{ac} في 17.7.6. لجميع الحالات الأخرى، يجب أن تؤخذ $\psi_{cp,Na}$ على شكل 1.0.

COMMENTARY

التعليق

R17.4.5.4 If anchors are located close to an edge, their strength is further reduced beyond that reflected in A_{Na}/A_{Na0} . If the smallest side cover distance is greater than or equal to c_{Na} , there is no reduction ($\psi_{ed,Na} = 1$). If the side cover is less than c_{Na} , the factor $\psi_{ed,Na}$ accounts for the edge effect (Fuchs et al. 1995; Eligehausen et al. 2006a)

R17.4.5.4 إذا كانت المسامير موجودة بالقرب من الحافة ، فإن مقاومتها تنقلص إلى ما هو أبعد من ذلك المنعكس في A_{Na} / A_{Na0} . إذا كانت أصغر مسافة تغطية جانبية أكبر من أو تساوي c_{Na} ، فلا يوجد أي تخفيض ($\psi_{ed,Na} = 1$). إذا كان الغطاء الجانبي أقل من c_{Na} ، فإن العامل ، $\psi_{ed,Na}$ ، يمثل تأثير الحافة (Fuchs et al. 1995 ؛ Eligehausen وآخرون. 2006a)

CODE

الكود

17.5—Design requirements for shear loading

17.5.1 Steel strength of anchor in shear

17.5 - متطلبات التصميم لتحميل القص

17.5.1 مقاومة الحديد للمسمار في القص

17.5.1.1 The nominal strength of an anchor in shear as governed by steel, V_{sa} , shall be evaluated by calculations based on the properties of the anchor material and the physical dimensions of the anchor. Where concrete breakout is a potential failure mode, the required steel shear strength shall be consistent with the assumed breakout surface.

17.5.1.1 يجب تقييم المقاومة الاسمية للمسمار في القص كما يحكمها الحديد ، V_{sa} ، من خلال حسابات تستند إلى خصائص مادة المسمار والأبعاد الفيزيائية للمسمار. وحيث يكون أخترق الخرسانة هو نمط أنهيار محتمل، يجب أن تكون مقاومة القص المطلوبة من الحديد متناسبة مع السطح المفترض للأخترق.

17.5.1.2 The nominal strength of an anchor in shear, V_{sa} , shall not exceed (a) through (c):

(a) For cast-in headed stud anchor

$$V_{sa} = A_{se,V} f_{uta} \quad (17.5.1.2a)$$

17.5.1.2 يجب ألا تتجاوز المقاومة الاسمية للمسمار في القص ، V_{sa} ، من (أ) إلى (ج):

(أ) لمسمار ذات رأس مصبوب في الموقع

$$V_{sa} = A_{se,V} f_{uta} \quad (17.5.1.2a)$$

where $A_{se,V}$ is the effective cross-sectional area of an anchor in shear, in.2, and f_{uta} shall not be taken greater than the smaller of $1.9f_{ya}$ and 860 MPa. (b) For cast-in headed bolt and hooked bolt anchors and for post installed anchors where sleeves do not extend through the shear plane

$$V_{sa} = 0.6A_{se,V} f_{uta} \quad (17.5.1.2b)$$

where $A_{se,V}$ is the effective cross-sectional area of an anchor in shear, in.2, and f_{uta} shall not be taken greater than the smaller of $1.9f_{ya}$ and 860 MPa.

(c) For post-installed anchors where sleeves extend through the shear plane, V_{sa} shall be based on the results of tests performed and evaluated according to ACI 355.2. Alternatively, Eq. (17.5.1.2b) shall be permitted to be used.

حيث $A_{se,V}$ هي مساحة المقطع العرضي الفعال للمسمار في القص، in.2 ، و f_{uta} يجب ألا تؤخذ أكبر من أصغر $1.9f_{ya}$ و 860 MPa (ب) للمسمار ذو الرأس المصبوب والمسامير ذات عكفة ولاحة التثبيت حيث لا تمتد الأطوال خلال مستوى القص

$$V_{sa} = 0.6A_{se,V} f_{uta} \quad (17.5.1.2b)$$

حيث $A_{se,V}$ هي مساحة المقطع العرضي الفعال للمسمار في القص، in.2 ، و f_{uta} يجب ألا تؤخذ أكبر من أصغر $1.9f_{ya}$. 860 MPa ، (ج) بالنسبة للمسامير لاحقة التثبيت حيث تمتد الأطوال خلال مستوى القص ، يجب أن يعتمد V_{sa} على النتائج من الاختبارات التي أجريت وتقييمها وفقاً لـ ACI 355.2. بدلاً من ذلك، المعادلة (17.5.1.2b) يسمح باستخدامها.

COMMENTARY

التعليق

R17.5—Design requirements for shear loading

R17.5.1 Steel strength of anchor in shear

R17.5 متطلبات التصميم لتحميل القص

R17.5.1 مقاومة الحديد للمسمار في القص

R17.5.1.1 The shear load applied to each anchor in a group may vary depending on assumptions for the concrete breakout surface and load redistribution (refer to R17.5.2.1).

R17.5.1.1 قد يختلف حمل القص المستخدم لكل مسمار في مجموعة حسب الافتراضات الخاصة بسطح كسر الخرسانة وإعادة توزيع الحمولة) راجع R17.5.2.1).

R17.5.1.2 The nominal shear strength of anchors is best represented as a function of f_{uta} rather than f_{ya} because the large majority of anchor materials do not exhibit a well-defined yield point. Welded studs develop a higher steel shear strength than headed anchors due to the fixity provided by the weld between the studs and the base plate. The use of Eq. (17.5.1.2a) and (17.5.1.2b) with 5.3 load factors and the ϕ -factors of 17.3.3 give design strengths consistent with AISC 360 The limitation of $1.9f_{ya}$ on f_{uta} is to ensure that, under service load conditions, the anchor stress does not exceed f_{ya} . The limit on f_{uta} of $1.9f_{ya}$ was determined by converting the LRFD provisions to corresponding service level conditions, as discussed in R17.4.1.2.

For post-installed anchors having a reduced cross-sectional area anywhere along the anchor length, the effective cross-sectional area of the anchor should be provided by the manufacturer. For threaded rods and headed bolts, ASME B1.1 defines $A_{se,V}$

where n_t is the number of threads per inch.

$$A_{se,V} = \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2$$

R17.5.1.2 يتم تمثيل مقاومة القص الاسمية للمسامير بشكل أفضل كدالة للـ f_{uta} بدلاً من f_{ya} لأن الغالبية العظمى من المواد للمسامير لا تظهر نقطة خضوع محددة جيداً. ترصع المسامير الملحومة بمقاومة الحديد أعلى من المسامير الرأسية بسبب الثبات الذي يوفره اللحام بين المسامير والبلاطة الأساسية.

استخدام المعادل (17.5.1.2a) و (17.5.1.2b) مع عوامل الحمولة 5.3 والعوامل 17.3.3 تعطي نقاط تصميم متوافقة مع AISC 360 الحد من $1.9f_{ya}$ على f_{uta} هو التأكد، في ظل ظروف تحميل الخدمة، لا يتجاوز الإجهاد مسمار FIA. تم تحديد الحد الأقصى على f_{uta} من $1.9f_{ya}$ عن طريق تحويل أحكام LRFD إلى ظروف مستوى الخدمة المقابلة، كما تمت مناقشته في R17.4.1.2

$$A_{se,V} = \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2$$

CODE

الكود

17.5.1.3 Where anchors are used with built-up grout pads, the nominal strengths of 17.5.1.2 shall be multiplied by a factor 0.80

17.5.1.3 في حالة استخدام مسامير مع وسادات حشو مبنية ، يجب ضرب المقاومة الاسمية 17.5.1.2 بمعامل 0.80

17.5.2 Concrete breakout strength of anchor in shear

17.5.2 مقاومة الاختراق للخرسانة للمسمار في القص

17.5.2.1 The nominal concrete breakout strength in shear, V_{cb} of a single anchor or V_{cbg} of a group of anchors, shall not exceed:

17.5.2.1 يجب ألا تتجاوز المقاومة الاسمية للاختراق للخرسانة في القص ، أو V_{cb} لمسمار واحد أو V_{cbg} لمجموعة من المسامير:

- a) For shear force perpendicular to the edge on a single anchor

(أ) لقوة القص عمودية على الحافة على مسمار واحد

$$V_{cb} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} \psi_{h,V} V_b \quad (17.5.2.1a)$$

- (b) For shear force perpendicular to the edge on a group of anchors

(ب) لقوة القص عمودية على الحافة على مجموعة من المسامير

$$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \psi_{ec,V} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} \psi_{h,V} V_b \quad (17.5.2.1b)$$

- (c) For shear force parallel to an edge, V_{cb} or V_{cbg} shall be permitted to be twice the value of the shear force determined from Eq. (17.5.2.1a) or (17.5.2.1b), respectively, with the shear force assumed to act perpendicular to the edge and with $\psi_{ed,V}$ taken equal to 1.0.

(ج) بالنسبة لقوة القص الموازية للحافة ، يسمح V_{cb} أو V_{cbg} أن يكون ضعف قيمة قوة القص المحددة من المعادلة (17.5.2.1a) أو (17.5.2.1b) ، على التوالي ، مع قوة القص المفترض أن تعمل بشكل متعامد على الحافة ومع $\psi_{ed,V}$ المأخوذة تساوي 1.0.

COMMENTARY

التعليق

R17.5.2 Concrete breakout strength of anchor in shear

R17.5.2 مقاومة اختراق الخرسانة للمسمار في القص

R17.5.2.1 The shear strength equations were developed from the CCD Method (refer to R17.3.2). They assume a breakout cone angle of approximately 35 degrees (refer to Fig. R17.3.2b) and consider fracture mechanics theory. The effects of multiple anchors, spacing of anchors, edge distance, and thickness of the concrete member on nominal concrete breakout strength in shear are included by applying the reduction factor of A_{vc}/A_{vco} in Eq. (17.5.2.1a) and (17.5.2.1b), and $\psi_{ec,V}$ in Eq. (17.5.2.1b). For anchors far from the edge, 17.5.2 usually will not govern. For these cases, 17.5.1 and 17.5.3 often govern. Figure R17.5.2.1a shows A_{vco} and the development of Eq. (17.5.2.1c). A_{vco} is the maximum projected area for a single anchor that approximates the surface area of the full breakout prism or cone for an anchor unaffected by edge distance, spacing, or depth of member. Figure R17.5.2.1b shows examples of the projected areas for various single-anchor and multiple-anchor arrangements. A_{vc} approximates the full surface area of the breakout cone for the particular arrangement of anchors. Because A_{vc} is the total projected area for a group of anchors, and A_{vco} is the area for a single anchor, there is no need to include the number of anchors in the equation. As shown in the examples in Fig. R17.5.2.1b of two anchor groups loaded in shear, when using Eq. (17.5.2.1b) for cases where the anchor spacing s is greater than the edge distance to the near-edge anchor c_{a1} , both assumptions for load distribution illustrated in Cases 1 and 2 should be considered. This is because the anchors nearest to the free edge could fail first or the entire group could fail as a unit with the failure surface originating from the anchors farthest from the edge. For Case 1, the steel shear strength is provided by both anchors. For Case 2, the steel shear strength is provided entirely by the anchor farthest from the edge. No contribution of the anchor near the edge is then considered. In addition, checking the near-edge anchor for concrete breakout under service loads is advisable to preclude undesirable cracking at service conditions. If the anchor spacing s is less than the edge distance to the near-edge anchor, then the failure surfaces may merge (Eligehausen et al. 2006b) and Case 3 of Fig. R17.5.2.1b may be taken as a conservative approach.

If the anchors are welded to a common plate (regardless of anchor spacing s), when the anchor nearest the front edge begins to form a failure cone, shear load is transferred to the stiffer and stronger rear anchor. For this reason, only Case 2 need be considered, which is consistent with Section 6.5.5 of the PCI Design Handbook (PCI MNL 120). For determination of steel shear strength, it is conservative to consider only the anchor farthest from the edge.

CODE الكود

(d) For anchors located at a corner, the limiting nominal concrete breakout strength shall be determined for each edge, and the minimum value shall be used.

(د) بالنسبة المسامير الموجودة في الركن ، يتم تحديد قوة الاختراق الاسمية للخرسانة المحددة لكل حافة ، ويتم استخدام أقل قيمة.

Factors $\psi_{ec,V}$, $\psi_{ed,V}$, $\psi_{c,V}$, and $\psi_{h,V}$ are defined in 17.5.2.5, 17.5.2.6, 17.5.2.7, and 17.5.2.8, respectively. V_b is the basic concrete breakout strength value for a single anchor. AV_c is the projected area of the failure surface on the side of the concrete member at its edge for a single anchor or a group of anchors. It shall be permitted to evaluate AV_c as the base of a truncated half-pyramid projected on the side face of the member where the top of the half-pyramid is given by the axis of the anchor row selected as critical. The value of ca_1 shall be taken as the distance from the edge to this axis. AV_c shall not exceed nAV_{co} , where n is the number of anchors in the group. AV_{co} is the projected area for a single anchor in a deep member with a distance from edges equal or greater than $1.5ca_1$ in the direction perpendicular to the shear force. It shall be permitted to evaluate AV_{co} as the base of a halfpyramid with a side length parallel to the edge of $3ca_1$ and a depth of $1.5ca_1$

$$AV_{co} = 4.5(ca_1)^2 \quad (17.5.2.1c)$$

يتم تعريف المعاملات $\psi_{ec,V}$, $\psi_{ed,V}$, $\psi_{c,V}$ و $\psi_{h,V}$ في 17.5.2.5 و 17.5.2.6 و 17.5.2.7 و 17.5.2.8 على التوالي. V_b هي القيمة الأساسية لمقاومة الاختراق للخرسانة لمسمار واحد. AV_c هي المساحة المتوقعة لسطح الانهيار على جانب العنصر الخرساني عند حافته لمسمار واحد أو مجموعة من المسامير. يجب أن يُسمح بتقييم AV_c كأساس نصف هرم مقطوع مسطح على الوجه الجانبي للعنصر حيث يتم إعطاء الجزء العلوي من نصف الهرم بواسطة محور صف المسمار الذي تم تحديده على أنه حرج. يجب أخذ قيمة ca_1 كمسافة من الحافة إلى هذا المحور. يجب ألا يتجاوز AV_c ، nAV_{co} حيث n هو عدد المسامير في المجموعة AV_{co} . هي المساحة المتوقعة لمسمار واحد في عنصر عميق مع مسافة للحواف مساوية أو أكبر من $1.5ca_1$ في الاتجاه المتعامد مع قوة القص. يسمح بتقييم AV_{co} كأساس لنصف الهرم بطول جانبي مواز لحافة $3ca_1$ وعمق $1.5ca_1$

$$AV_{co} = 4.5(ca_1)^2 \quad (17.5.2.1c)$$

Where anchors are located at varying distances from the edge and the anchors are welded to the attachment so as to distribute the force to all anchors, it shall be permitted to evaluate the strength based on the distance to the farthest row of anchors from the edge. In this case, it shall be permitted to base the value of ca_1 on the distance from the edge to the axis of the farthest anchor row that is selected as critical, and all of the shear shall be assumed to be carried by this critical anchor row alone.

وحيثما توجد المسامير على مسافات متفاوتة من الحافة، ويتم لحام المسامير إلى المرفق من أجل توزيع القوة على جميع المسامير، يجب أن يسمح بتقييم القوة بناءً على المسافة إلى أبعد صف من المسامير من الحافة. في هذه الحالة، يجب السماح بقاعدة قيمة ca_1 على المسافة من الحافة إلى المحور لأبعد خط للمسامير يتم تحديده كخط حرج، ويجب افتراض أن كل جزء يحمله هذا الخط للمسمار الحرج وحده.

COMMENTARY التعليق

However, for anchors having a ratio of s/ca_1 , 1 less than 0.6, both the front and rear anchors may be assumed to resist the shear (Anderson and Meinheit 2007). For ratios of s/ca_1 , 1 greater than 1, it is advisable to check concrete breakout of the near-edge anchor to preclude undesirable cracking at service conditions. Further discussion of design for multiple anchors is given in Primavera et al. (1997). For the case of anchors near a corner subjected to a shear force with components normal to each edge, a satisfactory solution is to check independently the connection for each component of the shear force. Other specialized cases, such as the shear resistance of anchor groups where all anchors do not have the same edge distance, are treated in Eligehausen et al. (2006a). The detailed provisions of 17.5.2.1(a) apply to the case of shear force directed toward an edge. When the shear force is directed away from the edge, the strength will usually be governed by 17.5.1 or 17.5.3.

The case of shear force parallel to an edge is shown in Fig.

17.5.2.1 تم تثبيت معادلات مقاومة القص عن طريقة CCD راجع **17.3.2** وهي تفترض وجود زاوية مخروطية للكسر تصل إلى 35 درجة تقريباً (يرجى الرجوع إلى الشكل رقم **17.3.2b** والنظر في نظرية ميكانيكا الكسر. يتم تضمين آثار المسامير المتعددة، والمسافة بين المسامير ، مسافة الحافة، وسمك عضو الخرسانة على قوة كسر الاسمية الاسمية في القص من خلال تطبيق عامل التخفيض AV_c / AV_{co} في الشكل **17.5.2.1a** Eq. و **17.5.2.1** $\psi_{ec,b}$ ، V in Eq. **17.5.2.1b**). بالنسبة إلى المسامير بعيداً عن الحافة، فإن 17.5.2 عادة لن تحكم لهذه الحالات، و17.5.1 و17.5.3 تحكم في كثير من الأحيان. يوضح الشكل **17.5.2.1a** AV_{co} و تثبت المعادلة. **17.5.2.1** AV_{co} هو الحد الأقصى للمساحة المتوقعة لمسمار واحدة والتي تقارب المساحة السطحية لمنشور الكسر الكامل أو المخروط غير متأثر بمسافة الحافة أو التباعد أو عمق العضو. يوضح الشكل 17-5-2-1 ب أمثلة على المناطق المتوقعة لمختلف الترتيبات الثابتة والمرسدة المتعددة. يقارب AV_c مساحة السطح الكاملة لمخروط المسمار للترتيب المعين للمسامير. لأن AV_c هي المساحة المسقطية الإجمالية لمجموعة من المسامير ، و AV_{co} هي المساحة لمسمار واحدة، ليست هناك حاجة لتضمين عدد المسامير في المعادلة. كما هو موضح في الأمثلة الواردة في الشكل **17.5.2.1b**. لمجموعتي مسمار في القص ، عند استخدام المعادل. **17.5.2.1** (b) للحالات التي تكون فيها مسافة الارتساء أكبر من مسافة الحافة إلى المسمار القريبة من الحافة ca_1 ، 1، ينبغي النظر في كل من افتراضات توزيع الحمولة الموضح في الحالتين 1 و2. هذا لأن المسامير الأقرب إلى الحافة الحرة قد يفشل أولاً أو قد تفشل المجموعة بأكملها كوحدة مع سطح الفشل الناشئ من المسامير الأبعد عن الحافة. للحالة 1، يتم توفير مقاومة القص الفولاذ من قبل كل من المسامير. بالنسبة للحالة 2، يتم توفير مقاومة القص الفولاذية بالكامل من طرف المسمار الأبعد عن الحافة. ثم يتم اعتبار أي مساهمة المسمار بالقرب من الحافة. بالإضافة إلى ذلك، من المستحسن التحقق من مسمار الحافة القريبة لفرز الخرسانة تحت حمولات الخدمة لمنع التشقق غير المرغوب فيه في ظروف الخدمة. إذا كانت مسافات الارتساء s أقل من مسافة الحافة إلى المسمار القريبة من الحافة، فقد تندمج أسطح الفشل (Eligehausen et al. 2006b) ويمكن اعتبار الحالة 3 من الشكل **17.5.2.1b** كنهج محافظ. إذا كانت اللواصق ملحومة بلوحة مشتركة (بغض النظر عن المسافة بين المسمار s)، عندما يبدأ المسمار الأقرب للحافة الأمامية في تشكيل مخروط الفشل ، يتم نقل حمل القص إلى المربط الخلفي الأكثر صلابة وأقوى. ولهذا السبب، يجب النظر في الحالة 2 فقط، وهو ما يتوافق مع البند

6.5.5 من دليل تصميم (PCI (PCI MNL 120) لتحديد مقاومة القص للحديد، فإنه من المحافظ أن تنظر فقط مسمار أبعد من الحافة.

ومع ذلك، بالنسبة للمسامير التي لها نسبة $s / c_{a1} \leq 1$ ، أقل من 0.6، من المفترض أن كلا من المثبتات الأمامية والخلفية تقاوم القص (Anderson and Meinheit 2007). بالنسبة لنسبة $s / c_{a1} > 1$ ، أكبر من 1، من المستحسن التحقق من كسر الخرسانة بالقرب من الحافة لمنع التشقق غير المرغوب فيه في ظروف الخدمة. مزيد من المناقشة للتصميم لعدة المسامير يرد في بريمافيرا وآخرون. (1997). بالنسبة لحالة المسامير القريبة من زاوية معرضة لقوة قص ذات مكونات طبيعية لكل حافة، فإن الحل المرضي هو التحقق بشكل مستقل من التوصيل لكل مكون من مكونات مقاومة القص. الحالات الأخرى المتخصصة، مثل مقاومة القص لمجموعات الربط حيث لا تحتوي جميع المسامير على مسافة الحافة نفسها، يتم التعامل معها في Eligehausen et al. (2006a). تنطبق الأحكام التفصيلية الواردة في 17.5.2.1 (a) على حالة مقاومة القص الموجهة نحو الحافة. عندما يتم توجيه قوة القص بعيداً عن الحافة، عادة ما تكون القوة محكومة بـ 17.5.1 أو 17.5.3.

تظهر حالة قوة القص المتوازية إلى الحافة في الشكل.

R17.5.2.1c. The maximum shear force that can be applied parallel to the edge, $V_{||}$, as governed by concrete breakout, is twice the maximum shear force that can be applied perpendicular to the edge, V_{\perp} . A special case can arise with shear force parallel to the edge near a corner. In the example of a single anchor near a corner (refer to Fig. R17.5.2.1d), the provisions for shear force applied perpendicular to the edge should be checked in addition to the provisions for shear force applied parallel to the edge

R17.5.2.1c. قوة القص القصوى التي يمكن تطبيقها بالتوازي مع الحافة ، $V_{||}$ ، كما يحكمها اختراق الخرسانة ، هي ضعف قوة القص القصوى التي يمكن تطبيقها عمودياً على الحافة ، V_{\perp} . يمكن أن تنشأ حالة خاصة مع قوة القص موازية للحافة بالقرب من الزاوية . في مثال مسمار واحدة بالقرب من الزاوية (راجع الشكل رقم R17.5.2.1d) ، يجب التحقق من شروط قوة القص المطبقة على الحافة بالإضافة إلى شروط قوة القص المطبقة على الحافة

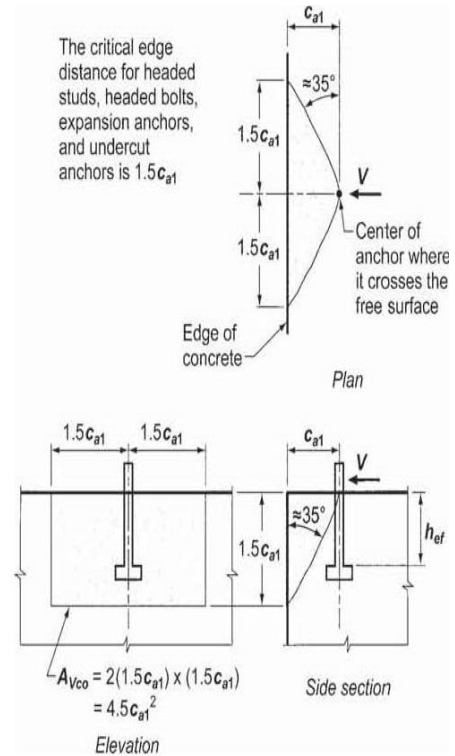


Fig. R17.5.2.1a—Calculation of A_{Vco} .

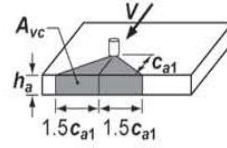
CODE

الكود

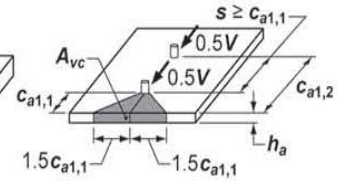
COMMENTARY

التعليق

If $h_a < 1.5c_{a1}$



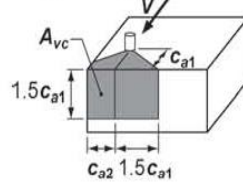
$$A_{vc} = 2(1.5c_{a1})h_a$$



$$A_{vc} = 2(1.5c_{a1,1})h_a$$

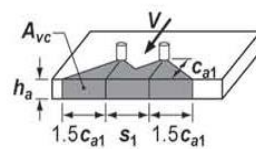
If $h_a < 1.5c_{a1}$

If $c_{a2} < 1.5c_{a1}$



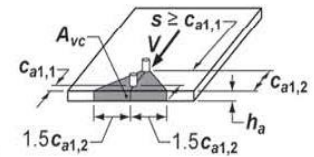
$$A_{vc} = 1.5c_{a1}(1.5c_{a1} + c_{a2})$$

If $h_a < 1.5c_{a1}$ and $s_1 < 3c_{a1}$



$$A_{vc} = [2(1.5c_{a1}) + s_1]h_a$$

Case 1: One assumption of the distribution of forces indicates that half of the shear force would be critical on the front anchor and the projected area. For the calculation of concrete breakout, c_{a1} is taken as $c_{a1,1}$.



$$A_{vc} = 2(1.5c_{a1,2})h_a$$

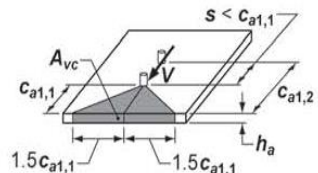
If $h_a < 1.5c_{a1}$

Case 2: Another assumption of the distribution of forces indicates that the total shear force would be critical on the rear anchor and its projected area. Only this assumption needs to be considered when anchors are welded to a common plate independent of s . For the calculation of concrete breakout, c_{a1} is taken as $c_{a1,2}$.

Fig. R17.5.2.1b—Calculation of A_{vc} for single anchors and groups of anchors.

الشكل - R17.5.2.1b: حساب A_{vc} للمسامير الفردية ومجموعات المسامير

Note: For $s \geq c_{a1,1}$, both Case 1 and Case 2 should be evaluated to determine which controls for design except as noted for anchors welded to a common plate.



$$A_{vc} = 2(1.5c_{a1,1})h_a$$

If $h_a < 1.5c_{a1}$

Case 3: Where $s < c_{a1,1}$, apply the entire shear load V to the front anchor. This case does not apply for anchors welded to a common plate. For the calculation of concrete breakout, c_{a1} is taken as $c_{a1,1}$.

Fig. R17.5.2.1b Calculation of A_{vc} for single anchors and groups of anchors.

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

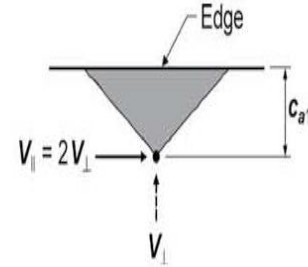


Fig. R17.5.2.1c Shear force parallel to an edge.

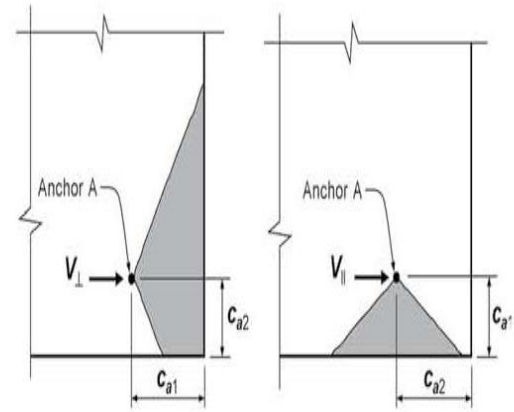


Fig. R17.5.2.1d—Shear force near a corner.

الشكل 1 - R17.5.2.1d. قوة القص بالقرب من الزاوية.

17.5.2.2 The basic concrete breakout strength in shear of a single anchor in cracked concrete, V_b , shall be the smaller of (a) and (b):

17.5.2.2 يجب أن تكون مقاومة الاختراق الأساسية للخرسانة في القص لمسمار واحد في الخرسانة المتشققة ، V_b ، أصغر من (أ) و (ب):

$$(a) V_b = \left(0.6 \left(\frac{\ell_s}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \right) \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad (17.5.2.2a)$$

R17.5.2.2 Like the concrete breakout tensile strength, the concrete breakout shear strength does not increase with the failure surface, which is proportional to $(ca1)^2$. Instead, the strength increases proportionally to $(ca1)^{1.5}$ due to size effect. The strength is also influenced by the anchor stiffness and the anchor diameter (Fuchs et al. 1995; Eligehausen and Balogh 1995; Eligehausen et al. 1987/1988, 2006b). The influence of anchor stiffness and diameter is not apparent in large-diameter anchors (Lee et al. 2010), resulting in a limitation on the shear breakout strength provided by Eq. (17.5.2.2b).

The constant, 7, in the shear strength equation was determined from test data reported in Fuchs et al. (1995) at the 5 percent fractile adjusted for cracking.

CODE

الكود

where ℓ_e is the load-bearing length of the anchor for shear: $\ell_e = h_{ef}$ for anchors with a constant stiffness over the full length of embedded section, such as headed studs and postinstalled anchors with one tubular shell over full length of the embedment depth; $\ell_e = 2d_a$ for torque-controlled expansion anchors with a distance sleeve separated from expansion sleeve, and $\ell_e \leq 8d_a$ in all cases.

حيث ℓ_e هو الطول حمل التحميل للمسمار للقصر $\ell_e = h_{ef}$ للمسامير مع جساءة ثابتة على طول المقطع الغرس بالكامل، مثل مسامير ذات رأس ومسامير لاحقة التثبيت مع صفيحة أنبوبي واحدة على كامل طول عمق الغرس

$\ell_e = 2d_a$ لمسامير التوسعة التي يتحكم فيها عزم الدوران مع جلبية (جزء أنبوبي معدني) بمسافة مفصولة عن جلبية التمدد، و $\ell_e \leq 8d_a$ في جميع الحالات.

$$(b) V_b = 3.7\lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad (17.5.2.2b)$$

17.5.2.3 For cast-in headed studs, headed bolts, or hooked bolts that are continuously welded to steel attachments having a minimum thickness equal to the greater of 3/8 in. and half of the anchor diameter, the basic concrete breakout strength in shear of a single anchor in cracked concrete, V_b , shall be the smaller of Eq. (17.5.2.2b) and Eq. (17.5.2.3)

17.5.2.3 بالنسبة للمسمار ذات رأس المصبوبة ، المسامير المحلزنة ، أو المسامير المعكوفة التي يتم لحامها بشكل مستمر بملحقات الفولاذ التي يكون الحد الأدنى للسلك فيها أكبر من 8/3 بوصة ونصف قطر المسمار ، تكون مقاومة الاختراق الأساسية للخرسانة في القصر لمسمار واحد في الخرسانة المتشققة ، V_b ، أصغر من المعادلة (17.5.2.2b) و (17.5.2.3)

$$V_b = \left(0.66 \left(\frac{\ell_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \right) \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad (17.5.2.3)$$

where ℓ_e is defined in 17.5.2.2 provided that:

- (a) For groups of anchors, the strength is determined based on the strength of the row of anchors farthest from the edge
- (b) Anchor spacing s is not less than 2.5 in.
- (c) Reinforcement is provided at the corners if $ca2 \leq 1.5h_{ef}$

حيث تم تعريف ℓ_e في 17.5.2.2 بشرط أن:

- (أ) بالنسبة لمجموعة من المسامير، يتم تحديد المقاومة بناء على مقاومة صف من المسامير الأبعد من الحافة
- (ب) لا تقل المسافة بين المسامير s عن 2.5 بوصة.
- (ج) يتم توفير التسليح في الزوايا إذا $ca2 \leq 1.5h_{ef}$

COMMENTARY

التعليق

R17.5.2.2 كما هو الحال بالنسبة لمقاومة شد الخرسانة ، فإن مقاومة القص الجزئي للخرسانة لا تزداد مع سطح الفشل ، الذي يتناسب مع $(ca1)$ 2. بدلاً من ذلك ، تزداد المقاومة تناسبياً إلى 1.5 $(ca1)$ نظراً لتأثير الحجم . وتتأثر المقاومة أيضاً بصلاية المسمار وقطر المسمار (Fuchs et al. 1995؛ Eligehausen و Balogh 1995؛ Eligehausen et al. 1987/1988). لا يظهر تأثير صلاية المسمار وقطرها في المسامير ذات القطر الكبير (Lee et al. 2010) ، مما يؤدي إلى الحد من قوة كسر القص التي توفرها (17.5.2.2b) Eq. تم تحديد الثابت ، 7 ، في معادلة مقاومة القص من بيانات الاختبار التي تم الإبلاغ عنها في Fuchs et al. (1995) في 5 في المنة $fractile$ تعديلها للتفسير.

R17.5.2.3 For the case of cast-in headed bolts continuously welded to an attachment, test data (Shaikh and Yi 1985) show that somewhat higher shear strength exists, possibly due to the stiff welding connection clamping the bolt more effectively than an attachment with an anchor gap. Because of this, the basic shear value for such anchors is increased but the upper limit of Eq. (17.5.2.2b) is imposed because tests on large diameter anchors welded to steel attachments are not available to justify any higher value than Eq. (17.5.2.2b). The design of supplementary reinforcement is discussed in CEB (1997), Eligehausen et al. (1997/1998), and Eligehausen and Fuchs (1988).

R17.5.2.3 بالنسبة لحالة البراغي الملولبة التي يتم لحامها بشكل مستمر ملحقة ، تظهر بيانات الاختبار (Shaikh and Yi 1985) أن مقاومة القص الأعلى موجودة ، وربما يرجع ذلك إلى اتصال اللحام القاسي بربط المسامير بشكل أكثر فعالية من مرفق مع فجوة لمسمار . وبسبب هذا ، يتم زيادة قيمة القص الأساسية لمثل هذه المسامير ولكن الحد الأعلى من مكافئ . (17.5.2.2b) مفروض لأن الاختبارات على المسامير كبيرة القطر ملحومة لمرفقات الفولاذ غير متوفرة لتبرير أي قيمة أعلى من المعادل . (17.5.2.2b) تمت مناقشة تصميم التسليح التكميلي في CEB (1997) ، Eligehausen et al. (1997/1998) و Fuchs و Eligehausen (1988)

CODE

الكود

17.5.2.4 Where anchors are located in narrow sections of limited thickness such that both edge distances ca_2 and thickness ha are less than $1.5ca_1$, the value of ca_1 used for the calculation of A_{Vc} in accordance with 17.5.2.1 as well as for the equations in 17.5.2.1 through 17.5.2.8 shall not exceed the largest of:

- (a) $ca_2 / 1.5$, where ca_2 is the largest edge distance
- (b) $ha / 1.5$
- (c) $s/3$, where s is the maximum spacing perpendicular to direction of shear, between anchors within a group

17.5.2.4 عندما تكون المسامير موجودة في مقاطع ضيقة ذات سمك محدود بحيث يكون كل من مسافات الحافة ca_2 وسماكة ha أقل من $1.5ca_1$ ، تكون قيمة ca_1 المستخدمة لحساب A_{Vc} وفقاً لـ 17.5.2.1 وكذلك بالنسبة للمعادلات في 17.5.2.1 حتى 17.5.2.8 يجب ألا يتجاوز أكبر ما يلي:
(أ) $ca_2 / 1.5$ ، حيث تكون ca_2 هي أكبر مسافة للحافة
(ب) $ha / 1.5$
(ج) $s / 3$ ، حيث تمثل s أقصى تباعد متعامد مع اتجاه القص ، بين المسامير داخل المجموعة

COMMENTARY

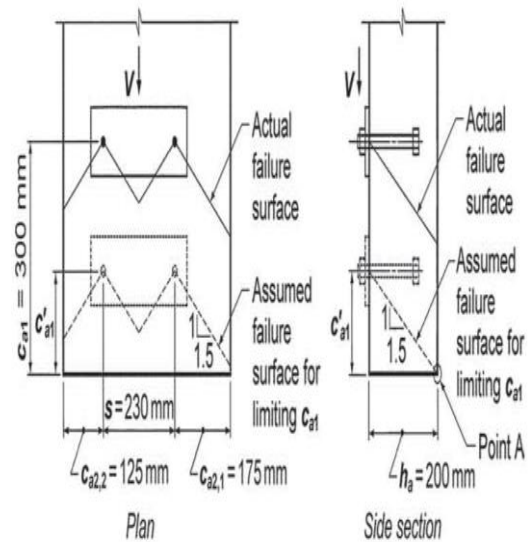
التعليق

R17.5.2.4. For the case of anchors located in narrow sections of limited thickness where the edge distances perpendicular to the direction of load and the member thickness are less than $1.5ca_1$, the shear breakout strength calculated by the basic CCD Method (refer to R17.3.2) is overly conservative. These cases were studied for the Kappa Method (Eligehausen and Fuchs 1988) and the problem was pointed out by Lutz (1995). Similar to the approach used for concrete breakout strength in tension in 17.4.2.3, the concrete breakout strength in shear for this case is more accurately evaluated if the value of ca_1 used in the equations in 17.5.2.1 through 17.5.2.8 and in the calculation of A_{Vc} is limited to the maximum of two-thirds of the larger of the two edge distances perpendicular to the direction of shear, two-thirds of the member thickness, and one-third of the maximum spacing between anchors within the group, measured perpendicular to the direction of shear. The limit on ca_1 of at least one-third of the maximum spacing between anchors within the group prevents the use of a calculated strength based on individual breakout prisms for a group anchor configuration. This approach is illustrated in Fig. R17.5.2.4. In this example, the limiting value of ca_1 is denoted as c'_1 and is used for the calculation of A_{Vc} , A_{Vco} , $\phi_{ed,V}$, and $\phi_{h,V}$ as well as for V_b (not shown). The requirement of 17.5.2.4 may be visualized by moving the actual concrete breakout surface originating at the actual ca_1 toward the surface of the concrete in the direction of the applied shear load. The value of ca_1 used for the calculation of A_{Vc} and in the equations in 17.5.2.1 through 17.5.2.8 is determined when either: (a) an outer boundary of the failure surface first intersects the concrete surface; or (b) the intersection of the breakout surface between anchors within the group first intersects the concrete surface. For the example shown in Fig. R17.5.2.4, Point A shows the intersection of the assumed failure surface for limiting ca_1 with the concrete surface

CODE
الكود

COMMENTARY
التعليق

R17.5.2.4 بالنسبة لحالة المسامير الموجودة في المقاطع الضيقة ذات السماكة المحدودة حيث تكون الحافة متعامدة مع اتجاه الحمل وسماكة العضو أقل من $ca11.5$ ، فإن قوة إختراق القص المحسوبة بطريقة CCD الأساسية (راجع R17.3.2) محافظ بشكل مفرط. تمت دراسة هذه الحالات لطريقة Kappa (Eligehausen) و Fuchs (1988) وتمت الإشارة إلى المشكلة بواسطة Lutz (1995) على غرار النهج المستخدم لقوة إختراق الخرسانة في الشد في 17.4.2.3، يتم تقييم قوة إختراق الخرسانة في القص لهذه الحالة بشكل أكثر دقة إذا كانت قيمة $ca1$ المستخدمة في المعادلات في 17.5.2.1 إلى 17.5.2.8 وفي الحساب من AV_c يقتصر على الحد الأقصى لثلاثين أكبر من مسافة الحافة عموديا لاتجاه القص، وثلاثي سمك العضو ، وثلاث الحد الأقصى للتباعد بين المسامير داخل المجموعة ، يقاس عمودي لاتجاه القص. إن الحد على $ca1$ لثلاث الحد الأقصى من التباعد الأقصى بين المسامير داخل المجموعة يمنع استخدام قوة محسوبة استنادا إلى الموشورات الانفرادية الفردية لتكوين مسمار المجموعة. هذا النهج موضح في الشكل R17.5.2.4 في هذا المثال، يتم الإشارة إلى قيمة الحد $ca1$ ك $a1'$ ويتم استخدامها لحساب AV_c و AV_{co} و ψ_{ed} و V و ψ_h و V بالإضافة إلى V_b غير موضح). يمكن تصور متطلبات 17.5.2.4 عن طريق تحريك سطح الانكسار الفعلي الناتج من $ca1$ الفعلي باتجاه سطح الخرسانة في اتجاه حمل القص المطبق. يتم تحديد قيمة $ca1$ المستخدمة لحساب AV_c وفي المعادلات من 17.5.2.1 إلى 17.5.2.8 عندما: (أ) يتقاطع السطح الخارجي لسطح الفشل أولاً مع سطح الخرسانة؛ أو (ب) يتقاطع سطح الإختراق بين المسامير داخل المجموعة أولاً على سطح الخرسانة. بالنسبة للمثال الموضح في الشكل R17.5.2.4 ، توضح النقطة A تقاطع سطح الفشل المفترض للحد من $ca1$ مع سطوح الخرسانة



1. The actual $c_{a1} = 300$ mm
2. The two edge distances c_{a2} as well as h_g are all less than $1.5c_{a1}$.
3. The limiting value of c_{a1} (shown as c'_{a1} in the figure) to be used for the calculation of A_{vc} and in the equations 17.5.2.1 through 17.5.2.8 is determined as the largest of the following:

$$(c_{a2, \max})/1.5 = (175)/1.5 = 117 \text{ mm}$$

$$(h_g)/1.5 = (200)/1.5 = 133 \text{ mm (controls)}$$

$$s/3 = 1/3(230) = 75 \text{ mm}$$

4. For this case, A_{vc} , A_{vco} , $\Psi_{ed,V}$, and $\Psi_{h,V}$ are determined as follows:

$$A_{vc} = (125 + 230 + 175)(1.5 \times 133) = 105,735 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5(133)^2 = 79,600 \text{ mm}^2$$

$$\Psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3(125)/133 = 0.98$$

$\Psi_{h,V} = 1.0$ because $c_{a1} = (h_g)/1.5$. Point A shows the intersection of the assumed failure surface with the concrete surface that establishes the limiting value of c_{a1} .

Fig. R17.5.2.4 Example of shear where anchors are located in narrow members of limited thickness.

factor for anchor groups loaded shall be calculated as

$$\frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_v}{3c_{a1}}\right)} \quad (17.5.2.5)$$

where e'_v is the

R17.5.2.5 This section provides a modification factor for an eccentric shear force toward an edge on a group of anchors. If the shear force originates above the plane of the concrete surface, the shear should first be resolved as a shear in the plane of the concrete surface, with a moment that may or may not also cause tension in the anchors, depending on the normal force. Figure R17.5.2.5 defines the term e'_v for calculating the $\Psi_{ed,V}$ modification factor that accounts for the

fact that more shear is applied to one anchor than others

Fig.

R17.5.2.4—Example of shear where anchors are located in narrow members of limited thickness.

CODE الكود

17.5.2.5 The modification factor for anchor groups loaded eccentrically in shear, $\psi_{ec,V}$, shall be calculated as

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_V}{3c_{al}}\right)} \quad (17.5.2.5)$$

but $\psi_{ec,V}$ shall not be taken greater than 1.0. If the loading on an anchor group is such that only some anchors are loaded in shear in the same direction, only those anchors that are loaded in shear in the same direction shall be considered when determining the eccentricity of e'_V for use in Eq. (17.5.2.5) and for the calculation of V_{cbg} according to Eq. (17.5.2.1b).

17.5.2.5 يحسب معامل التعديل لمجموعة المسامير التي تم تحميلها بشكل لامركزي في القص ، $\psi_{ec,V}$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_V}{3c_{al}}\right)} \quad (17.5.2.5)$$

لكن $\psi_{ec,V}$ يجب ألا تؤخذ أكثر من 1.0. إذا كان التحميل على مجموعة مسامير من النوع الذي يتم تحميل بعض المسامير فقط في القص في نفس الاتجاه، فيتم النظر فقط في المسامير التي يتم تحميلها في القص في نفس الاتجاه عند تحديد اللامركزية لـ e'_V للاستخدام في المعادلة (17.5.2.5) ولحساب V_{cbg} وفقاً لمعادلة (17.5.2.1b).

COMMENTARY التعليق

R17.5.2.5 This section provides a modification factor for an eccentric shear force toward an edge on a group of anchors. If the shear force originates above the plane of the concrete surface, the shear should first be resolved as a shear in the plane of the concrete surface, with a moment that may or may not also cause tension in the anchors, depending on the normal force. Figure R17.5.2.5 defines the term e'_V for calculating the $\psi_{ec,V}$ modification factor that accounts for the fact that more shear is applied to one anchor than others, tending to split the concrete near an edge.

R17.5.2.5 يقدم هذا القسم عامل تعديل لقوة القص غير المركزية باتجاه حافة على مجموعة من المسامير. إذا نشأت قوة القص فوق السطح الخرساني، يجب أولاً أن يتم حل القص كقص في السطح الخرساني، مع عزم قد تؤدي أو لا تسبب أيضاً شد في المسامير، اعتماداً على القوة الطبيعية. يعرف الشكل R17.5.2.5 المصطلح e'_V لحساب معامل تعديل $\psi_{ec,V}$ الذي يفسر حقيقة أنه يتم تطبيق المزيد من القص على مسمار واحدة مقارنة بغيره، مما يؤدي إلى تقسيم الخرسانة بالقرب من الحافة.

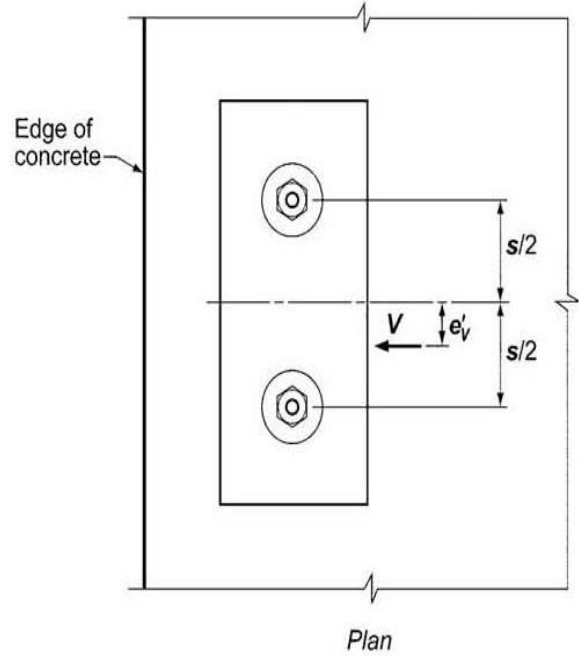


Fig. R17.5.2.5—Definition of e'_V for a group of anchors.
الشكل رقم - R17.5.2.5 تعريف e'_V لمجموعة من المسامير.

CODE

الكود

17.5.2.6 The modification factor for edge effect for a single anchor or group of anchors loaded in shear, $\psi_{ed,V}$, shall be calculated as follows using the smaller value of c_{a2} .

17.5.2.6 يحسب معامل التعديل لتأثير الحواف لمسمار واحد أو مجموعة من المسمار المحملة في القص ، $\psi_{ed,V}$ على النحو التالي باستخدام القيمة الأصغر من c_{a2} .

$$\text{If } c_{a2} \geq 1.5c_{a1}, \text{ then } \psi_{ed,V} = 1.0 \quad (17.5.2.6a)$$

$$\text{If } c_{a2} < 1.5c_{a1}, \text{ then } \psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}} \quad (17.5.2.6b)$$

17.5.2.7 For anchors located in a region of a concrete member where analysis indicates no cracking at service loads, the following modification factor shall be permitted

$$\psi_{c,V} = 1.4$$

For anchors located in a region of a concrete member where analysis indicates cracking at service load levels, the following modification factors shall be permitted: $\psi_{c,V} = 1.0$ for anchors in cracked concrete without supplementary reinforcement or with edge reinforcement smaller than a No. 13 bar $\psi_{c,V} = 1.2$

for anchors in cracked concrete with reinforcement of a No. 13 bar or greater between the anchor and the edge $\psi_{c,V} = 1.4$ for anchors in cracked concrete with reinforcement of a No. 13 bar or greater between the anchor and the edge, and with the reinforcement enclosed within stirrups spaced at not more than 100 mm.

17.5.2.7 في حالة المسمار الواقعة في منطقة عنصر خرساني حيث يشير التحليل إلى عدم حدوث تشقق في مستويات أحمال الخدمة ، يُسمح باستخدام معامل التعديل التالي

$$\psi_{c,V} = 1.4$$

بالنسبة للمسمار الواقعة في منطقة عنصر خرساني حيث يشير التحليل إلى التشقق في مستويات تحميل الخدمة، يُسمح باستخدام معامل التعديل التالية : $\psi_{c,V} = 1.0$ للمسمار في الخرسانة المتشققة بدون تسليح إضافي أو مع تسليح الحافة أصغر من سيخ رقم 13 $\psi_{c,V} = 1.2$ للمسمار في الخرسانة المتشققة مع تسليح رقم 13 أو أكبر بين المسمار والحافة

$$\psi_{c,V} = 1.4$$

للمسمار في الخرسانة المتشققة مع تسليح رقم 13 أو أكبر بين المسمار والحافة ، ومع التسليح المغلفة داخل الكانات متباعدة في أكثر من 100 mm.

COMMENTARY

التعليق

CODE

الكود

17.5.2.8 The modification factor for anchors located in a concrete member where $h_a < 1.5c_{a1}$, $\psi_{h,V}$ shall be calculated as

$$\psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \quad (17.5.2.8)$$

but $\psi_{h,V}$ shall not be taken less than 1.0.

17.5.2.8 يتم حساب معامل التعديل للمسامير الواقعة في عنصر خرساني حيث تكون $h_a < 1.5c_{a1}$ ، $\psi_{h,V}$ على أنها

$$\psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \quad (17.5.2.8)$$

لكن $\psi_{h,V}$ يجب ألا تؤخذ أقل من 1.0.

17.5.2.9 Where anchor reinforcement is either developed in accordance with **Chapter 25** on both sides of the breakout surface, or encloses the anchor and is developed beyond the breakout surface, the design strength of the anchor reinforcement shall be permitted to be used instead of the concrete breakout strength in determining ϕV_n . A strength reduction factor of 0.75 shall be used in the design of the anchor reinforcement

17.5.2.9 في حالة تثبيت تسليح المسمار وفقاً للفصل 25 على جانبي سطح الاختراق ، أو وضع المسمار وتثبيته خارج سطح الاختراق ، يُسمح باستخدام المقاومة التصميمية للمسمار بدلاً من مقاومة الاختراق للخرسانة في تحديد ϕV_n . يجب استخدام معامل تخفيض المقاومة 0.75 في تصميم تسليح المسمار.

COMMENTARY

التعليق

R17.5.2.8 For anchors located in a concrete member where $h_a < 1.5c_{a1}$, tests (CEB 1997; Eligehausen et al. 2006b) have shown that the concrete breakout strength in shear is not directly proportional to the member thickness h_a . The factor $\psi_{h,V}$ accounts for this effect

R17.5.2.8 بالنسبة للمسامير الموجودة في عضو خرساني حيث كانت $h_a < 1.5c_{a1}$ ، أظهرت الاختبارات (CEB 1997; Eligehausen et al. 2006b) أن قوة الاختلاط الخرسانية في القص لا تتناسب مباشرة مع سمك الأعضاء. عامل $\psi_{h,V}$ ، حسابات لهذا التأثير

R17.5.2.9 For conditions where the factored shear force exceeds the concrete breakout strength of the anchor(s) in shear, or where the breakout strength is not evaluated, the nominal strength can be that of anchor reinforcement properly anchored, as shown in Fig. R17.5.2.9a and Fig. R17.5.2.9b. To ensure yielding of the anchor reinforcement, the enclosing anchor reinforcement in Fig. R17.5.2.9a should be in contact with the anchor and placed as close as practicable to the concrete surface. The research (Eligehausen et al. 2006b) on which the provisions for enclosing reinforcement (refer to Fig. R17.5.2.9a) are based was limited to anchor reinforcement with maximum diameter similar to a No. 16 bar. The larger bend radii associated with larger bar diameters may significantly reduce the effectiveness of the anchor reinforcement and, therefore, anchor reinforcement with a diameter larger than No. 19 is not recommended. The reinforcement could also consist of stirrups and ties (as well as hairpins) enclosing the edge reinforcement embedded in the breakout cone and placed as close to the anchors as practicable (refer to Fig. R17.5.2.9b). Generally reinforcement spaced less than the lesser of $0.5c_{a1}$ and $0.3c_{a2}$ from the anchor centerline should be included as anchor reinforcement. In this case, the anchor reinforcement must be developed on both sides of the breakout surface. For equilibrium reasons, an edge reinforcement must be present. The research on which these provisions are based was limited to anchor reinforcement with maximum diameter similar to a No. 19 bar. Strut-and-tie models may also be used to design anchor reinforcement. Because the anchor reinforcement is placed below where the shear is applied (refer to Fig. R17.5.2.9b), the force in the anchor reinforcement will be larger than the shear force. In sizing the anchor reinforcement, use of a 0.75 strength reduction factor ϕ is recommended as used for shear and for strut-and-tie models. As a practical matter, the use of anchor reinforcement is generally limited to cast-in anchors

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

R17.5.2.9 في الحالات التي تتجاوز فيها قوة القص المختبرة قوة الاختراق الخرسانية للمسمار (مسامير) في القص ، أو حيث لا يتم تقييم قوة الاختراق ، يمكن أن تكون القوة الاسمية هي مقاومة المسمار المثبتة بشكل صحيح ، كما هو موضح في الشكل R17.5.2.9a. والشكل R17.5.2.9b. لضمان الحصول على تقوية المسمار ، يجب أن يكون تسليح المسمار المضمن في الشكل R17.5.2.9a على اتصال مع المسمار ووضعها في أقرب مكان ممكن على سطح الخرسانة. وقد اقتصر البحث (Eligehausen et al. 2006b) على الأحكام الخاصة بإدخال تسليح (راجع الشكل رقم R17.5.2.9a) على تقوية المسمار مع أقصى قطر مماثل للشريط رقم 16. قد ينقص الكمرات الأوتوماتيكي الأكبر المرتبط بأقطار القضيب الأكبر من فعالية تسليح المسمار بشكل كبير، وبالتالي لا ينصح تسليح الحديد بقطر أكبر من رقم 19. يمكن أن تتكون التسليح أيضاً من كانات ورباطات مرفقة تسليح الحافة المضمنة في مخروط الاختراق وتوضع على مقربة من المسامير كما هو عملي) راجع الشكل رقم R17.5.2.9b. يجب أن يتم تضمين التسليح بشكل عام أقل من أقل من $1.5 \leq a \leq 2.3$ من خط الربط الرئيسي تسليح للمسمار. في هذه الحالة، يجب تثبيت تسليح المسمار على جانبي سطح الاختراق. لأسباب التوازن، يجب أن يكون هناك تسليح الحافة. اقتصر البحث الذي تستند عليه هذه الأحكام على تسليح المسمار مع أقصى قطر مماثل لشريط رقم 19. يمكن أيضاً استخدام نماذج الترسبات والرباط لتصميم تسليح المسمار. نظراً لوضع دعامة التثبيت أسفل موضع تطبيق القص) راجع الشكل رقم R17.5.2.9b ، فإن القوة في تسليح المسمار ستكون أكبر من قوة القص. في تحديد حجم تسليح المسمار ، يُنصح باستخدام معامل تخفيض بنسبة 0.75 as كما هو مستخدم للقص وللمنماذج التي توضع في قوائم وقوائم الربط. كمسألة عملية، يقتصر استخدام تسليح مسمار بشكل عام على المسامير

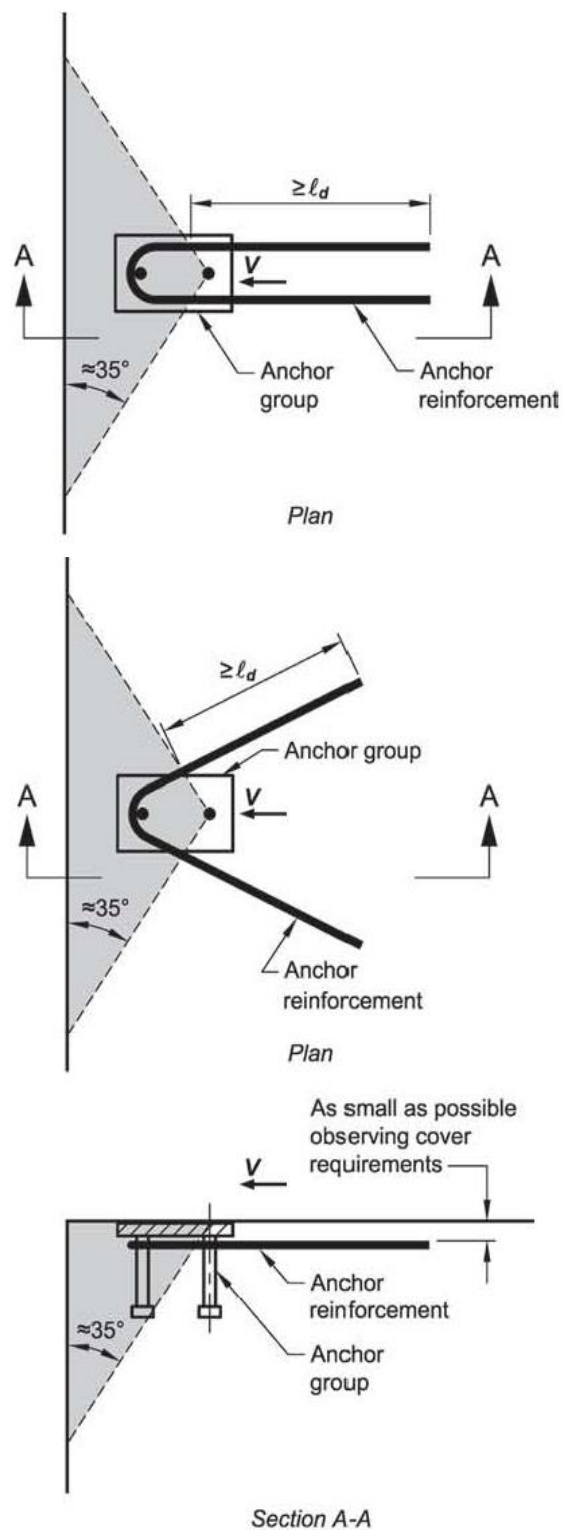


Fig. R17.5.2.9a—Hairpin anchor reinforcement for shear

الشكل - R17.5.2.9a: دعامّة تثبيت مسمار معكوف للقص

CODE

الكود

COMMENTARY

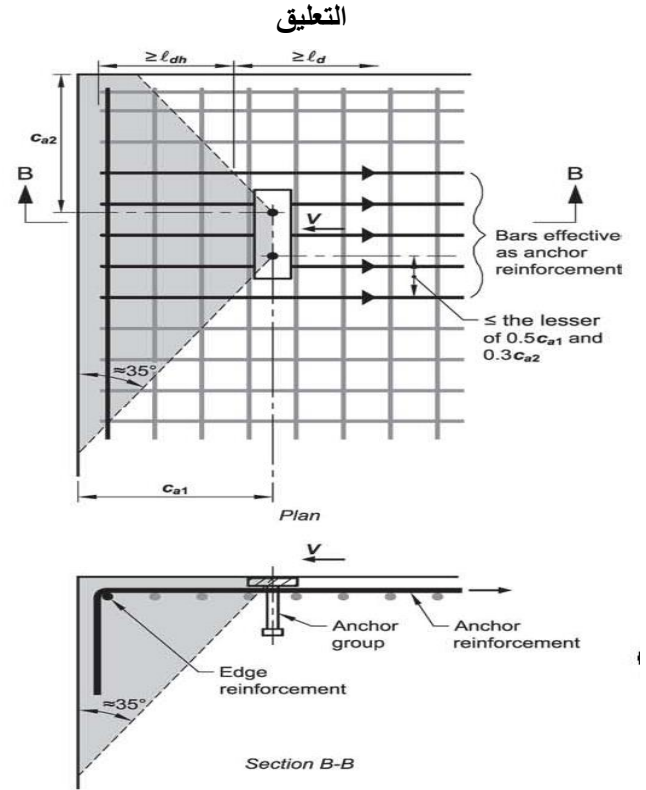


Fig. R17.5.2.9b—Edge reinforcement and anchor reinforcement for shear.

الشكل 1 - R17.5.2.9b. تسليح الحافة وتسليح المسمار للقص.

17.5.3 Concrete pryout strength of anchor in shear

17.5.3 مقاومة pryout للخرسانة للمسمار في القص

17.5.3.1 The nominal pryout strength, V_{cp} for a single anchor or V_{cpg} for a group of anchors, shall not exceed:

(a) For a single anchor

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cp} \quad (17.5.3.1a)$$

For cast-in, expansion, and undercut anchors, N_{cp} shall be taken as N_{cb} determined from Eq. (17.4.2.1a), and for adhesive anchors, N_{cp} shall be the lesser of N_a determined from Eq. (17.4.5.1a) and N_{cb} determined from Eq. (17.4.2.1a).

(b) For a group of anchor

17.5.3.1 يجب ألا تتجاوز قوة pryout الاسمية ، V_{cp} لمسمار واحد أو V_{cpg} لمجموعة من المسمارين:

(أ) لمسمار واحد

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cp} \quad (17.5.3.1a)$$

للمسمارين المصبوبة في الموقع و التوسعة والارتدادية، يجب اعتبار N_{cp} كما هو محدد في N_{cb} من المعادلة (17.4.2.1a)، والمسمارين اللاصقة ، يجب أن يكون N_{cp} أقل من N_a يحدد من المعادلة (17.4.5.1a) و N_{cb} تحدد من المعادلة (17.4.2.1a) (ب) لمجموعة من المسمارين

R17.5.3 Concrete pryout strength of anchor in shear

R17.5.3 مقاومة pryout للمسمار في القص

R17.5.3.1 Fuchs et al. (1995) indicates that the pryout shear resistance can be approximated as one to two times the anchor tensile resistance with the lower value appropriate for h_{ef} less than 65 mm. Because it is possible that the bond strength of adhesive anchors could be less than the concrete breakout strength, it is necessary to consider both 17.4.2.1 and 17.4.5.1 for determination of the pryout strength

R17.5.3.1 Fuchs et al. (1995) يشير إلى أنه يمكن تقريب مقاومة القص عند مقاومة الشد بنسبة 1 إلى 2 ضعفا مع انخفاض القيمة المناسبة لـ h_{ef} أقل من 65 mm. لأنه من الممكن أن تكون قوة رابطة المسمارين اللاصقة أقل من مقاومة الخرسانة للاختراق، فمن الضروري النظر في كل من 17.4.2.1 و 17.4.5.1 لتحديد مقاومة pryout

CODE

الكود

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cpg} \quad (17.5.3.1b)$$

For cast-in, expansion, and undercut anchors, N_{cpg} shall be taken as N_{cbg} determined from Eq. (17.4.2.1b), and for adhesive anchors, N_{cpg} shall be the lesser of N_{ag} determined from Eq. (17.4.5.1b) and N_{cbg} determined from Eq. (17.4.2.1b).

In Eq. (17.5.3.1a) and (17.5.3.1b), $k_{cp} = 1.0$ for $h_{ef} < 2.5$ in.; and $k_{cp} = 2.0$ for $h_{ef} \geq 2.5$ in.

للمسامير المصبوبة في الموقع و التوسعة والارتدادية، يجب أن تؤخذ N_{cpg} كما N_{cbg} تحدد من المعادلة (17.4.2.1b)، وبالنسبة للمسامير اللاصقة، يجب أن يكون N_{cpg} أقل من N_{ag} يحدد من المعادلة (17.4.5.1b) و N_{cbg} تحدد من المعادلة (17.4.2.1b).

In Eq. (17.5.3.1a) and (17.5.3.1b), $k_{cp} = 1.0$ for $h_{ef} < 2.5$ in.; and $k_{cp} = 2.0$ for $h_{ef} \geq 2.5$ in.

17.6—Interaction of tensile and shear forces Unless determined in accordance with 17.3.1.3, anchors or groups of anchors that are subjected to both shear and axial loads shall be designed to satisfy the requirements of 17.6.1 through 17.6.3. The values of ϕN_n and ϕV_n shall be the required strengths as determined from 17.3.1.1 or from 17.2.3.

17.6 تفاعل قوى الشد والقص ما لم يتم تحديدها وفقاً للمادة 17.3.1.3، يجب تصميم المسامير أو مجموعة المسامير التي تخضع لكل من الأحمال القصية والمحورية لتلبية متطلبات 17.6.1 حتى 17.6.3. يجب أن تكون قيم ϕV_n و ϕN_n هي القوى المطلوبة كما هي محددة من 17.3.1.1 أو من 17.2.3.

17.6.1 If $V_{ua}/(\phi V_n) \leq 0.2$ for the governing strength in shear, then full strength in tension shall be permitted: $\phi N_n \geq N_{ua}$.

17.6.1 إذا كان $V_{ua} / (\phi V_n) \leq 0.2$ للقوة المحكومة في القص، عندئذ يتم السماح بالقوة الكاملة للشد $\phi N_n \geq N_{ua}$

17.6.2 If $N_{ua}/(\phi N_n) \leq 0.2$ for the governing strength in tension, then full strength in shear shall be permitted: $\phi V_n \geq V_{ua}$

17.6.2 إذا كان $N_{ua} / (\phi N_n) \leq 0.2$ للقوة المحكومة في الشد، عندئذ يتم السماح بالقوة الكاملة في القص $\phi V_n \geq V_{ua}$

17.6.3 If $V_{ua}/(\phi V_n) > 0.2$ for the governing strength in shear and $N_{ua}/(\phi N_n) > 0.2$ for the governing strength in tension, then

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2 \quad (17.6.3)$$

17.6.3 إذا كانت $V_{ua} / (\phi V_n) > 0.2$ للقوة المحكومة في القص و $N_{ua} / (\phi N_n) > 0.2$ للقوة المحكومة في الشد،

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2 \quad (17.6.3)$$

COMMENTARY

التعليق

R17.6—Interaction of tensile and shear forces The shear-tension interaction expression has traditionally been expressed as

- R17.6 تفاعل قوى الشد و قوى القص تم التعبير عن التفاعل بين الشد والشدّة بشكل التقليدي كما يلي

$$\left(\frac{N_{ua}}{N_n} \right)^{\zeta} + \left(\frac{V_{ua}}{V_n} \right)^{\zeta} \leq 1.0$$

CODE

الكود

17.7—Required edge distances, spacings, and thicknesses to preclude splitting failure Minimum spacings and edge distances for anchors and minimum thicknesses of members shall conform to 17.7.1 through 17.7.6, unless supplementary reinforcement is provided to control splitting. Lesser values from product-specific tests performed in accordance with **ACI 355.2** or **ACI 355.4** shall be permitted

17.7 - مسافات الحواف المطلوبة والتباعد والمسافات لمنع انهيار التشقق يجب أن تتطابق الحد الأدنى من التباعد ومسافات الحواف للمسامير وأقل السماكات للعناصر من 17.7.1 إلى 17.7.6 ، ما لم يتم توفير تسليح إضافي للسيطرة على التشقق. يتم السماح بالقيم الأقل من اختبارات المنتجات المحددة التي يتم تنفيذها وفقاً لـ **ACI 355.2** أو **ACI 355.4**

17.7.1 Unless determined in accordance with 17.7.4, minimum center-to-center spacing of anchors shall be 4d for cast-in anchors that will not be torqued, and 6da for torqued cast-in anchors and post-installed anchors

17.7.1 ما لم يتم تحديده وفقاً للشروط 17.7.4، يجب أن يكون الحد الأدنى للتباعد من المركز إلى المركز 4d للمسامير المصبوبة التي لن يتم تدويرها ، و 6da للمسامير المصبوبة في الموقع التي سيتم تدويرها والمسامير لاحقة التثبيت.

COMMENTARY

التعليق

where ς varies from 1 to 2. The current trilinear recommendation is a simplification of the expression where $\varsigma = 5/3$ (Fig. R17.6).

The limits were chosen to eliminate the requirement for computation of interaction effects where very small values of the second force are present. Any other interaction expression that is verified by test data, however, can be used to satisfy 17.3.1.

حيث تختلف ς من 1 إلى 2. التوصية الحالية الثلاثية هي تبسيط للتعبير حيث $\varsigma = 5/3$ (الشكل R17.6). تم اختيار الحدود للقضاء على متطلبات حساب تأثيرات التفاعل حيث توجد قيم صغيرة جداً للقوة الثانية. ومع ذلك، يمكن استخدام أي تعبير تفاعل آخر يتم التحقق منه عن طريق بيانات الاختبار لإرضاء 17.3.1.

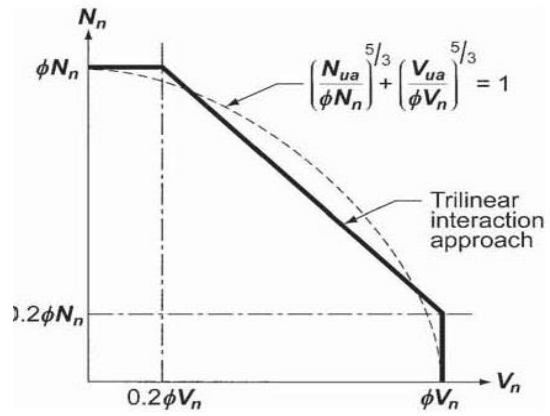


Fig. R17.6—Shear and tensile load interaction equation.

الشكل - R17.6: معادلة تفاعل القص و الشد.

R17.7—Required edge distances, spacings, and thicknesses to preclude splitting failure The minimum spacings, edge distances, and thicknesses are very dependent on the anchor characteristics. Installation forces and torques in post-installed anchors can cause splitting of the surrounding concrete. Such splitting also can be produced in subsequent torquing during connection of attachments to anchors including cast-in anchors. The primary source of values for minimum spacings, edge distances, and thicknesses of post-installed anchors should be the product-specific tests of **ACI 355.2** and **ACI 355.4**. In some cases, however, specific products are not known in

the design stage. Approximate values are provided for use in design.

R17.7 - مسافات الحافة المطلوبة والمسافة والمسافات لمنع فشل الانقسام يعتمد الحد الأدنى من المسافة ومسافات الحافة والمسافات بشكل كبير على خصائص المسامير. يمكن أن تؤدي قوى التثبيت وعزم الدوران في المسامير المثبتة مسبقاً إلى تقسيم الخرسانة المحيطة. مثل هذا التقسيم يمكن أيضاً أن ينتج في عزم لاحق أثناء ربط الملحقات إلى المسامير بما في ذلك المسامير المصبوبة. يجب أن يكون المصدر الرئيسي للقيم للحد الأدنى للمباعدة، مسافات الحافة، وسمك المسامير المثبتة مسبقاً، هو اختبارات **ACI 355.2** و **ACI 355.4** الخاصة بالمنتج. في بعض الحالات، ومع ذلك، لا يعرف منتجات محددة في مرحلة التصميم. يتم توفير القيم التقريبية للاستخدام في التصميم.

CODE

الكود

17.7.2 Unless determined in accordance with 17.7.4, minimum edge distances for cast-in anchors that will not be torqued shall be based on specified cover requirements for reinforcement in 20.6.1. For cast-in anchors that will be torqued, the minimum edge distances shall be $6d_a$.

17.7.2 ما لم يتم تحديده وفقاً لـ 17.7.4 ، يجب أن تستند الحد الأدنى من مسافات للحافة للمسامير المصبوبة التي لن يتم تدويرها إلى متطلبات تغطية محددة للتسليح في 20.6.1. بالنسبة للمسامير المصبوبة التي سيتم تدويرها، يجب أن تكون أقل مسافات للحافة هي $6d_a$

17.7.3 Unless determined in accordance with 17.7.4, minimum edge distances for post-installed anchors shall be based on the greater of specified cover requirements for reinforcement in 20.6.1, or minimum edge distance requirements for the products as determined by tests in accordance with ACI 355.2 or ACI 355.4, and shall not be less than twice the maximum aggregate size. In the absence of product-specific ACI 355.2 or ACI 355.4 test information, the minimum edge distance shall not be less than:

Adhesive anchors $6d_a$
Undercut anchors $6d_a$
Torque-controlled anchors $8d_a$
Displacement-controlled anchors $10d_a$

17.7.3 ما لم يتم تحديده وفقاً للفقرة 17.7.4 ، يجب أن تستند الحد الأدنى من مسافات للحافة للمسامير لائحة التثبيت إلى متطلبات أكبر تغطية محددة للتسليح في 20.6.1 ، أو متطلبات الحد الأدنى لمسافة الحواف للمنتجات وفقاً لما تحدده الاختبارات في وفقاً لـ ACI 355.2 أو ACI 355.4 ، ويجب ألا تقل عن ضعف أقصى حجم للركام. في حالة عدم وجود معلومات اختبار ACI 355.2 أو ACI 355.4 الخاصة بمنتج معين، يجب ألا تقل أقل مسافة للحافة عن:

مسامير لاصقة $6d_a$
مسامير أرتدادية $6d_a$
مسامير يحكمها التدوير $8d_a$
مسامير يحكمها الازاحة $10d_a$

17.7.4 For anchors where installation does not produce a splitting force and that will not be torqued, if the edge distance or spacing is less than those specified in 17.7.1 to 17.7.3, calculations shall be performed by substituting for d_a a smaller value d_a' that meets the requirements of 17.7.1 to 17.7.3. Calculated forces applied to the anchor shall be limited to the values corresponding to an anchor having a diameter of d_a'

17.7.4 بالنسبة للمسامير حيث لا ينتج التثبيت قوة تشقق والتي لن يتم تدويرها ، إذا كانت مسافة الحافة أو التباعد أقل من تلك المحددة في 17.7.1 إلى 17.7.3 ، يجب إجراء العمليات الحسابية عن طريق استبدالها بـ القيمة التي تفي بمتطلبات 17.7.1 إلى 17.7.3. يجب أن تقتصر القوى المحسوبة المطبقة على المسامير على القيم المقابلة لمسامير له قطر d_a' .

COMMENTARY

التعليق

R17.7.2 Because the edge cover over a deep embedment close to the edge can have a significant effect on the sideface blowout strength of 17.4.4, in addition to the normal concrete cover requirements, it may be advantageous to use larger cover to increase the side-face blowout strength

R17.7.2 نظراً لأن غطاء الحافة فوق الغرز العميق بالقرب من الحافة يمكن أن يكون له تأثير كبير على مقاومة انفجار الجانب الجانبي من 17.4.4 ، بالإضافة إلى متطلبات الغطاء الخرساني العادي ، قد يكون من المفيد استخدام غطاء أكبر لزيادة مقاومة الانفجار الجانبي

R17.7.3 Drilling holes for post-installed anchors can cause microcracking. The requirement for a minimum edge distance twice the maximum aggregate size is to minimize the effects of such microcracking.

R17.7.3 يمكن أن تسبب ثقوب الحفر للمسامير المثبتة بعد التثبيت للتشقق الجزئي. شرط الحد الأدنى لمسافة الحافة إلى ضعف الحد الأقصى للحجم الكلي هو تقليل تأثيرات مثل التشقق الدقيق

R17.7.4 In some cases, it may be desirable to use a larger diameter anchor than the requirements on 17.7.1 to 17.7.3 permit. In these cases, it is permissible to use a larger diameter anchor, provided the design strength of the anchor is based on a smaller assumed anchor diameter d_a' .

R17.7.4 في بعض الحالات ، قد يكون من المستحسن استخدام مسامير ذات قطر أكبر من المتطلبات من 17.7.1 إلى 17.7.3. في هذه الحالات ، يجوز استخدام مسامير ذات قطر أكبر، شريطة أن تكون مقاومة التصميم من المسامير على أساس أصغر قطر المسامير المفترضة d_a'

CODE

الكود

17.7.5 Unless determined from tests in accordance with ACI 355.2, the value of hef for an expansion or undercut post-installed anchor shall not exceed the greater of 2/3 of the member thickness, ha, and the member thickness minus 4 in.

17.7.5 ما لم يتم تحديده من الاختبارات وفقاً لـ ACI 355.2 ، يجب ألا تتجاوز قيمة hef لمسمار التوسعة والارتدادي ولاحق التثبيت أكبر من 3/2 سمك العنصر ha وسمك العنصر ناقص 4 بوصة.

17.7.6 Unless determined from tension tests in accordance with ACI 355.2 or ACI 355.4, the critical edge distance cac shall not be taken less than:

Adhesive anchors2hef
Undercut anchors2.5hef
Torque-controlled expansion anchors4hef
Displacement-controlled expansion anchors4hef

17.7.6 ما لم يتم تحديدها من اختبارات ال شد وفقاً للمواصفة ACI 355.2 أو ACI 355.4 ، لن يتم أخذ مسافة الحافة الحرجة cac أقل من:

مسامير لاصقة 2hef
مسامير ارتدادية 2.5hef
مسامير توسعة يحكمها التدوير 4hef
مسامير توسعة يحكمها الازاحة 4hef

17.7.7 Construction documents shall specify use of anchors with a minimum edge distance as assumed in design.

17.7.7 يجب أن تحدد وثائق الإنشاء استخدام المسامير ذات أقل مسافة للحافة كما هو مفترض في التصميم.

COMMENTARY

التعليق

R17.7.5 Splitting failures are caused by the load transfer between the bolt and the concrete. The limitations on the value of hef do not apply to cast-in and adhesive anchors because the splitting forces associated with these anchor types are less than for expansion and undercut anchors. For all post-installed anchors, the maximum embedment depth for a given member thickness should be limited as required to avoid back-face blowout on the opposite side of the concrete member during hole drilling and anchor setting. This is dependent on many variables, such as the anchor type, drilling method, drilling technique, type and size of drilling equipment, presence of reinforcement, and strength and condition of the concrete.

R17.7.5 ينتج عن حالات فشل التثبيت نقل الحمولة بين البرغي والخرسانة. لا تنطبق القيود على قيمة hef على الصب الموقعي والمسامير اللاصقة لأن قوى الفصل المرتبطة بهذه الأنواع من المسامير أقل من التوسعات وتقلص المسامير. بالنسبة لجميع المسامير المثبتة بعد الصب، يجب أن يكون الحد الأقصى لعمق الاندماج لسمكة عضو محدد محدوداً كما هو مطلوب لتجنب حدوث انفجار خلفي للوجه على الجانب الآخر من العضو الخرساني أثناء حفر الثقب وتركيب المسامير. هذا يعتمد على العديد من المتغيرات، مثل نوع المسامير ، طريقة الحفر ، تقنية الحفر ، نوع وحجم معدات الحفر ، وجود تسليح ، مقاومة وحالة الخرسانة.

R17.7.6 The critical edge distance cac is determined by the corner test in ACI 355.2 or ACI 355.4, and is only applicable to designs for uncracked concrete. To permit the design of these types of anchors when product specific information is not available, conservative default values for cac are provided. Research has indicated that the corner-test requirements are not met with $c_{a,min} = 1.5hef$ for many expansion anchors and some undercut anchors because installation of these types of anchors introduces splitting tensile stresses in the concrete that are increased during load application, potentially resulting in a premature splitting failure. Similarly, adhesive anchors that meet the maximum embedment depth requirement of 17.7.5 may not fulfill the corner test requirements with $c_{a,min} = c_{Na}$ due to the additional flexural stresses induced in the member by the anchor.

R17.7.6 يتم تحديد مسافة الحافة الحرجة الكائنة بواسطة اختبار الزاوية في ACI 355.2 أو ACI 355.4 ، وتنطبق فقط على تصاميم الخرسانة غير المسدودة. للسماح بتصميم هذه الأنواع من المسامير عندما تكون المعلومات الخاصة بالمنتج غير متوفرة، يتم توفير القيم الافتراضية المحافظة لـ cac . وقد أشارت الأبحاث إلى أن متطلبات اختبار الزاوية لا يتم تلبيتها مع $c_{a,min} = 1.5hef$ بالنسبة للعديد من المسامير الموصلة وبعض المرات التي تقلل من التآكل لأن تثبيت هذه الأنواع من المسامير يقدم ضغوط شد متفرقة في الخرسانة التي تزداد أثناء تطبيق التحميل، مما قد يؤدي إلى فشل في الانهيار المبكر. وبالمثل، فإن المسامير اللاصقة التي تلبي الحد الأقصى لمتطلبات عمق الارتطام 17.7.5 قد لا تفي بمتطلبات اختبار الركن مع $c_{a,min} = c_{Na}$ بسبب ضغوط الانثناء الإضافية المستحثة في العضو بواسطة المسامير.

CODE

الكود

17.8—Installation and inspection of anchors

17.8.1 Anchors shall be installed by qualified personnel in accordance with the construction documents and, where applicable, manufacturer's instructions. The construction documents shall require installation of post-installed adhesive anchors in accordance with the Manufacturer's Printed Installation Instructions (MPII). Installation of adhesive anchors shall be performed by personnel trained to install adhesive anchors.

17.8 - تركيب وفحص المسامير

17.8.1 يتم تركيب المسامير من قبل موظفين مؤهلين وفقاً لوثائق التشييد، وبناءً على تعليمات الشركة الصانعة، إن أمكن. يجب أن تتطلب وثائق الإنشاء تركيب مسامير لاصقة ولاحقة التثبيت وفقاً لتعليمات التركيب المطبوعة للشركة الصانعة (MPII). يجب أن يتم تركيب المسامير اللاصقة من قبل أفراد مدربين لتركيب المسامير اللاصقة.

17.8.2 Installation of anchors shall be inspected in accordance with 1.9 and the general building code. Adhesive anchors shall be also subject to 17.8.2.1 through 17.8.2.4.

17.8.2 يتم فحص تركيب المسامير وفقاً للرقم 1.9 وكود البناء الموحد. يجب أن تخضع المسامير اللاصقة أيضاً إلى 17.8.2.1 حتى 17.8.2.4.

COMMENTARY

التعليق

R17.8—Installation and inspection of anchors

R17.8.1 Many anchor performance characteristics depend on proper installation of the anchor. Installation of adhesive anchors should be performed by personnel qualified for the adhesive anchor system and installation procedures being used. Construction personnel can establish qualifications by becoming certified through certification programs. For cast-in anchors, care must be taken that the anchors are securely positioned in the formwork and oriented in accordance with the construction documents. Furthermore, it should be ensured that the concrete around the anchors is properly consolidated. Inspection is particularly important for post-installed anchors to make certain that the manufacturer's recommended installation procedure, and in the case of adhesive anchors, printed installation instructions (MPII), are followed. For adhesive anchors, continuous monitoring of installations by qualified inspectors is recommended to ensure required installation procedures are followed. Postinstalled anchor strength and deformation capacity are assessed by acceptance testing under ACI 355.2 or ACI 355.4. These tests are carried out assuming installation in accordance with the manufacturer's recommended procedures (in the case of adhesive anchors, the MPII). Certain types of anchors can be sensitive to variations in hole diameter, cleaning conditions, orientation of the axis, magnitude of the installation torque, crack width, and other variables. Some of this sensitivity is indirectly accounted for in the assigned ϕ values for the different anchor categories, which depend in part on the results of the installation safety tests. Gross deviations from the ACI 355.2 or ACI 355.4 acceptance testing results could occur if anchor components are altered, or if anchor installation criteria or procedures vary from those specified

17.8 - تركيب وفحص المسامير

R17.8.1 تعتمد الكثير من خصائص الأداء على التركيب الصحيح للمركز. يجب أن يتم تنفيذ تثبيت المسامير لاصقة من قبل الموظفين المؤهلين لنظام مسمار لاصقة وإجراءات التثبيت المستخدمة. يمكن لموظفي البناء إنشاء مؤهلات من خلال الاعتماد من خلال برامج الشهادات. بالنسبة للمسامير الملولبة، يجب الحرص على وضع المسامير في موضع آمن في القوالب وموجهة وفقاً لوثائق التشييد. علاوة على ذلك، يجب التأكد من أن الخرسانة حول المسامير مدمجة بشكل صحيح. يعتبر الفحص مهماً بشكل خاص للمسامير المثبتة مسبقاً للتأكد من اتباع إجراءات التثبيت الموصى بها من قبل الشركة الصانعة، وفي حالة المسامير اللاصقة، يتم اتباع تعليمات التثبيت المطبوعة (MPII). بالنسبة للمسامير اللاصقة، يوصى بالمراقبة المستمرة للمنشآت بواسطة مفتشين مؤهلين لضمان اتباع إجراءات التثبيت المطلوبة. يتم تقييم قوة مسمار التثبيت والقدرة على التشوه باختبار القبول بموجب ACI 355.2 أو ACI 355.4. يتم إجراء هذه الاختبارات على افتراض أن التركيب يتم وفقاً للإجراءات الموصى بها من قبل الشركة الصانعة (في حالة المسامير اللاصقة، MPII). يمكن أن تكون أنواع معينة من المسامير حساسة للتغيرات في قطر الثقب، وظروف التنظيف، وتوجيه المحور، وحجم عزم التثبيت، وعرض التشقق، ومتغيرات أخرى. يتم حساب بعض من هذه الحساسية بشكل غير مباشر في القيم المخصصة for لفئات الارتساء المختلفة، والتي تعتمد جزئياً على نتائج اختبارات سلامة التركيب. يمكن أن تحدث الانحرافات الإجمالية من نتائج اختبار قبول ACI 355.2 أو ACI 355.4 إذا تم تغيير مكونات الربط، أو إذا كانت معايير أو إجراءات التثبيت مرسلة تختلف عن تلك المحددة

CODE

الكود

17.8.2.1 For adhesive anchors, the construction documents shall specify proof loading where required in accordance with ACI 355.4. The construction documents shall also specify all parameters associated with the characteristic bond stress used for the design according to 17.4.5, including minimum age of concrete; concrete temperature range; moisture condition of concrete at time of installation; type of lightweight concrete, if applicable; and requirements for hole drilling and preparation.

17.8.2.1 بالنسبة للمسامير اللاصقة ، يجب أن تحدد مستندات التشييد تحميل البرهان عند الضرورة وفقاً لـ ACI 355.4 تحدد وثائق التشييد أيضاً جميع التعريفات المرتبطة بأجهاد الربط المميزة المستخدمة في التصميم وفقاً لـ 17.4.5، بما في ذلك أقل عمر للخرسانة؛ نطاق درجة حرارة الخرسانة . حالة الرطوبة في الخرسانة في وقت التركيب؛ نوع من الخرسانة خفيفة الوزن، إذا كان ذلك ممكناً ؛ ومتطلبات حفر الثقوب والتحصير.

COMMENTARY

التعليق

R17.8.2.1 Due to the sensitivity of bond strength to installation, on-site quality control is important for adhesive anchors. Where appropriate, a proof loading program should be specified in the construction documents. For adhesive anchors, the construction documents must also provide all parameters relevant to the characteristic bond stress used in the design. These parameters may include, but are not limited to:

- (a) Acceptable anchor installation environment (dry or saturated concrete; concrete temperature range)
- (b) Acceptable drilling methods
- (c) Required hole cleaning procedures
- (d) Anchor type and size range (threaded rod or reinforcing bar) Hole cleaning is intended to ensure that drilling debris and dust do not impair bond. Depending on the on-site conditions, hole cleaning may involve operations to remove drilling debris from the hole with vacuum or compressed air, mechanical brushing of the hole wall to remove surface dust, and a final step to evacuate any remaining dust or debris, usually with compressed air. Where wet core drilling is used, holes may be flushed with water and then dried with compressed air. If anchors are installed in locations where the concrete is saturated (for example, outdoor locations exposed to rainfall), the resulting drilling mud must be removed by other means. In all cases, the procedures used should be clearly described by the manufacturer in printed installation instructions accompanying the product. which also describe the limits on concrete temperature and the presence of water during installation as well as the procedures necessary for void-free adhesive injection and adhesive cure requirements, constitute an integral part of the adhesive anchor system and are part of the assessment performed in accordance with ACI 355.4

R17.8.2.1 نظراً لحساسية قوة الربط للتركيب ، فإن مراقبة الجودة في الموقع مهمة للمرابط اللاصقة. عند الاقتضاء، يجب تحديد برنامج تحميل الإثبات في مستندات الإنشاء. بالنسبة للمسامير اللاصقة، يجب أن توفر وثائق الإنشاء أيضاً جميع المحددات ذات الصلة بضغط الربط المميزة المستخدمة في التصميم. قد تتضمن هذه المحددات ، على سبيل المثال لا الحصر: (أ) بيئة تركيب مسمار مقبولة (الخرسانة الجافة أو المشبعة؛ نطاق درجة حرارة الخرسانة)

(ب) طرق الحفر المقبولة

(ج) إجراءات تنظيف الثقوب المطلوبة

(د) نوع المسمار ونطاق الحجم (تسليح مترابطة أو شريط التسليح) تهدف عملية تنظيف الفتحات إلى ضمان عدم تعرض حطام الحفر والغبار للسندات. اعتماداً على الظروف في الموقع، قد تشمل عملية تنظيف الفتحات عمليات لإزالة حطام الحفر من الفتحة مع الفراغ أو الهواء المضغوط، والتنظيف الميكانيكي لجدار حفرة لإزالة الغبار السطحي، وخطوة أخيرة لإخلاء أي غبار أو حطام متبقي، عادة مع الهواء المضغوط. عندما يتم استخدام الحفر الرطب، يمكن مسح الثقوب بالماء ثم تجفيفها بالهواء المضغوط. إذا تم تثبيت المسامير في المواقع التي تكون فيها الخرسانة مشبعة (على سبيل المثال، الأماكن الخارجية المعرضة للأمطار)، يجب إزالة الطين الناتج عن الحفر بوسائل أخرى. في جميع الحالات، يجب وصف الإجراءات المستخدمة بوضوح من قبل الشركة المصنعة في تعليمات التثبيت المطبوعة المرفقة بالمنتج. إن تعليمات التركيب المطبوعة هذه، والتي تصف أيضاً حدود درجة حرارة الخرسانة ووجود الماء أثناء التركيب بالإضافة إلى الإجراءات اللازمة لحقن اللاصق الخالية من اللاصق ومتطلبات علاج اللاصق، تشكل جزءاً لا يتجزأ من نظام الربط اللاصق وهي جزء من التقييم الذي تم إجراؤه وفقاً لـ ACI 355.4

CODE

الكود

17.8.2.2 Installation of adhesive anchors horizontally or upwardly inclined to support sustained tension loads shall be performed by personnel certified by an applicable certification program. Certification shall include written and performance tests in accordance with the ACI/CRSI Adhesive Anchor Installer Certification program, or equivalent

17.8.2.2 يتم تركيب المسامير اللاصقة التي تميل أفقياً أو تصاعدياً لدعم أحمال الشد المستمرة بواسطة موظفين معتمدين من قبل برنامج شهادة قابل للتطبيق. يجب أن تشتمل الشهادة على اختبارات كتابية وأداء طبقاً لبرنامج ACI / CRSI شهادة تركيب المسامير اللاصقة أو ما يماثلها

17.8.2.4 Adhesive anchors installed in horizontal or upwardly inclined orientations to resist sustained tension loads shall be continuously inspected during installation by an inspector specially approved for that purpose by the building official. The special inspector shall furnish a report to the licensed design professional and building official that the work covered by the report has been performed and that the materials used and the installation procedures used conform with the approved construction documents and the Manufacturer's Printed Installation Instructions (MPII).

17.8.2.4 يجب أن يتم فحص المسامير اللاصقة المثبتة في اتجاه أفقياً أو تصاعدياً لدعم أحمال الشد المستمرة أثناء التركيب بواسطة مشرف معتمد خصيصاً لهذا الغرض من قبل مسؤول البناء. يجب على المشرف الخاص تقديم تقرير إلى مسؤول التصميم المحترف ومسؤول البناء الذي تم إنجاز العمل عليه في التقرير وأن المواد المستخدمة وإجراءات التركيب المستخدمة تتوافق مع مستندات البناء المعتمدة وتعليمات التثبيت المطبوعة للشركة الصانعة (MPII).

COMMENTARY

التعليق

R17.8.2.2 The sensitivity of adhesive anchors to installation orientation combined with sustained tension loading warrants installer certification. Certification may also be appropriate for other safety-related applications. Certification is established through an independent assessment such as the ACI/CRSI Adhesive Anchor Installation Certification Program, or similar program with equivalent requirements. In addition, installers should obtain instruction through product-specific training offered by manufacturers of qualified adhesive anchor systems

R17.8.2.2 تحسّس حساسية المسامير اللاصقة لتوجيه التركيب مع التحميل المستمر للشد قد تكون الشهادة مناسبة أيضاً للتطبيقات الأخرى المتعلقة بالسلامة. يتم تأسيس الشهادة من خلال تقييم مستقل مثل برنامج شهادة ACI / CRSI لاصق التثبيت، أو برنامج مماثل مع متطلبات مماثلة. بالإضافة إلى ذلك، يجب أن يحصل المثبتون على تعليمات من خلال التدريب الخاص بالمنتج الذي يقدمه مصنعو أنظمة الربط اللاصقة المؤهلة

R17.8.2.3 For the purposes of satisfying 17.8.2.3, an equivalent certified installer program should test the adhesive anchor installer's knowledge and skill by an objectively fair and unbiased administration and grading of a written and performance exam. Programs should reflect the knowledge and skill required to install available commercial anchor systems. The effectiveness of a written exam should be verified through statistical analysis of the questions and answers. An equivalent program should provide a responsive and accurate mechanism to verify credentials, which are renewed on a periodic basis.

R17.8.2.3 لأغراض تحقيق 17.8.2.3، ينبغي لبرنامج اختبار معادل معتمد أن يختبر معرفة مادة المسمار لاصقة من خلال إدارة عادلة وموضوعية بشكل غير موضوعي وتصنيف لامتحان مكتوب واختبار الأداء. يجب أن تعكس البرامج المعرفة والمهارة المطلوبة لتركيب أنظمة الربط التجارية المتاحة. يجب التحقق من فعالية الامتحان التحريري من خلال التحليل الإحصائي للأسئلة والأجوبة. يجب أن يوفر برنامج مكافئ آلية سريعة الاستجابة للتحقق من أوراق الاعتماد، والتي يتم تجديدها على أساس دوري.

R17.8.2.4 The model code (2012 IBC) requires special inspection of all post-installed anchors. The installation of adhesive anchors in horizontal or upwardly inclined orientations poses special challenges to the installer and requires particular attention to execution quality as well as an enhanced level of oversight. It is expected that these anchor installations will be inspected by a certified special inspector who is continuously present when and where the installations are being performed

R17.8.2.4 يتطلب كود النموذج (IBC 2012) تفتيش خاص لجميع المثبتات مسبقاً. إن تركيب المسامير اللاصقة في اتجاهات أفقية أو صعودية يشكل تحديات خاصة للمثبت ويتطلب اهتماماً خاصاً بجودة التنفيذ بالإضافة إلى تعزيز مستوى الإشراف. من المتوقع أن يتم فحص هذه التثبيتات من قبل مفتش خاص معتمد يكون موجوداً بشكل دائم عندما وأين يتم تنفيذ التركيبات.

CODE

الكود

CHAPTER 18—EARTHQUAKE-RESISTANT STRUCTURES

الفصل 18 - منشآت مقاومة للزلازل

18.1—Scope

18.1.1 This chapter shall apply to the design of nonprestressed and prestressed concrete structures assigned to Seismic Design Categories (SDC) B through F, including, where applicable: (a) Structural systems designated as part of the seismicforce-resisting system, including diaphragms, moment frames, structural walls, and foundations (b) Members not designated as part of the seismic-forceresisting system but required to support other loads while undergoing deformations associated with earthquake effects

18.1 – المجال

18.1.1 ينطبق هذا الفصل على تصميم المنشآت الخرسانية الغير مسبقة الاجهاد ومسبقة الاجهاد والمخصصة لفئات التصميم الزلزالي (B) من خلال F، بما في ذلك ، حيثما ينطبق ذلك: (أ) الأنظمة الإنشائية المحددة كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية ، بما في ذلك الاغشية الانشائية ، وإطارات العزم ، وجدران القص ، والأساسات (ب) العناصر الغير مصممة كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية ، ولكنها تحتاج إلى دعم للأحمال الأخرى أثناء تعرضها للتشوهات المرتبطة بتأثيرات الزلازل

18.1.2 Structures designed according to the provisions of this chapter are intended to resist earthquake motions through ductile inelastic response of selected members.

18-1-2 الهدف من المنشآت المصممة وفقاً لأحكام هذا الفصل هو مقاومة حركات الزلازل من خلال استجابة لدنة غير مرنة للعناصر المختارة.

COMMENTARY

التعليق

R18—EARTHQUAKE-RESISTANT STRUCTURES

R18 - منشآت مقاومة الزلازل

R18.1—Scope

Chapter 18 does not apply to structures assigned to Seismic Design Category (SDC) A. For structures assigned to SDC B and C, Chapter 18 applies to structural systems designated as part of the seismic-force-resisting system. For structures assigned to SDC D through F, Chapter 18 applies to both structural systems designated as part of the seismicforce-resisting system and structural systems not designated as part of the seismic-force-resisting system. Chapter 18 contains provisions considered to be the minimum requirements for a cast-in-place or precast concrete structure capable of sustaining a series of oscillations into the inelastic range of response without critical deterioration in strength. The integrity of the structure in the inelastic range of response should be maintained because the design earthquake forces defined in documents such as ASCE/SEI 7, the 2012 IBC, the UBC (ICBO 1997), and the NEHRP (FEMA P749) provisions are considered less than those corresponding to linear response at the anticipated earthquake intensity (FEMA P749; Blume et al. 1961; Clough 1960; Gulkan and Sozen 1974). The design philosophy in Chapter 18 is for cast-in-place concrete structures to respond in the nonlinear range when subjected to design-level ground motions, with decreased stiffness and increased energy dissipation but without critical strength decay. Precast concrete structures designed in accordance with Chapter 18 are intended to emulate castin-place construction, except 18.5, 18.9.2.3, and 18.11.2.2, which permit precast construction with alternative yielding mechanisms. The combination of reduced stiffness and increased energy dissipation tends to reduce the response accelerations and lateral inertia forces relative to values that would occur were the structure to remain linearly elastic and lightly damped (Gulkan and Sozen 1974). Thus, the use of design forces representing earthquake effects such as those in ASCE/SEI 7 requires that the seismic-force-resisting system retain a substantial portion of its strength into the inelastic range under displacement reversals. The provisions of Chapter 18 relate detailing requirements to type of structural framing and SDC. Seismic design categories are adopted directly from ASCE/SEI 7, and relate to considerations of seismic hazard level, soil type, occupancy, and use. Before the 2008 Code, low, intermediate, and high seismic risk designations were used to delineate detailing requirements.

For a qualitative comparison of seismic design categories and seismic risk designations, refer to Table R5.2.2. The assignment of a structure to a SDC is regulated by the general building code (refer to 4.4.6.1).

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

R18.1-المجال لا ينطبق الفصل 18 على الهياكل المخصصة لفئة التصميم الزلزالي (SDC) أ. بالنسبة للبنى المسندة إلى SDC B و C ، ينطبق الفصل 18 على الأنظمة الهيكلية المحددة كجزء من نظام مقاومة الزلازل. بالنسبة للإنشاءات المخصصة لـ SDC D إلى F ، ينطبق الفصل 18 على كل من الأنظمة الهيكلية المعينة كجزء من نظام مقاومة الزلازل والأنظمة الهيكلية غير المصنفة كجزء من نظام مقاومة الزلازل. يحتوي الفصل 18 على أحكام تعتبر الحد الأدنى من المتطلبات للهياكل الخرسانية في مكان ما أو الخرسانة مسبقة القدرة على الحفاظ على سلسلة من التدبيزات في نطاق الاستجابة غير المرنة دون الانهيار الحرج في القوة. يجب الحفاظ على سلامة البنية في نطاق الاستجابة غير المرنة نظراً لأن قوى الزلازل التصميمية المحددة في مستندات مثل ASCE / SEI 7 و IBC 2012 و UBC (ICBO 1997) و NEHRP (FEMA P749) تعتبر أحكاماً أقل من تلك المقابلة للاستجابة الخطية في شدة الزلازل المتوقعة (FEMA P749) ؛ بلوم وآخرون 1961 ؛ Clough 1960 ؛ Gulkan و Sozen 1974) وتمثل فلسفة التصميم في الفصل 18 في الهياكل الخرسانية المصبوبة في الموضع للاستجابة في النطاق غير الخطي عند تعرضها لحركات أرضية على مستوى التصميم ، مع انخفاض الصلابة وزيادة تبديد الطاقة ولكن دون القوة الحرجة. تهدف البنى الخرسانية سابقة الصب المصممة طبقاً للفصل 18 إلى محاكاة بناء مكان الصب ، باستثناء 18.5 و 18.9.2.3 و 18.11.2.2 ، والتي تسمح بالبناء المسبق مع آليات خضوع بديلة. ويؤدي الجمع بين انخفاض الصلابة وزيادة تبديد الطاقة إلى الحد من تسارع الاستجابة والقوى الجانبية المرتبطة بالقيم التي يمكن أن تحدث ، حيث كان الهيكل يظل مرناً خطيراً ومثبطاً قليلاً (Gulkan و Sozen 1974) وبالتالي ، فإن استخدام قوى التصميم التي تمثل تأثيرات الزلازل مثل تلك الموجودة في ASCE / SEI 7 يتطلب أن يحتفظ نظام مقاومة القوة الزلزالية بجزء كبير من قوته في المدى غير المرنة تحت انعكاسات الإزاحة. أحكام الفصل 18 تتعلق بالتفصيل بمتطلبات نوع التأطير الهيكلي و SDC. تعتمد فئات التصميم الزلزالي مباشرة من ASCE / SEI 7 ، وترتبط باعتباريات مستوى المخاطر الزلزالية ، ونوع التربة ، والإشغال ، والاستخدام. قبل صدور قانون 2008 ، تم استخدام تسميات المخاطر الزلزالية المنخفضة والمتوسطة والعالية لتحديد تفاصيل المتطلبات. للمقارنة النوعية لفئات التصميم الزلزالية وتسمية المخاطر الزلزالية ، ارجع إلى جدول R5.2.2 وينظم قانون البناء العام إحالة هيكل إلى SDC (راجع 4.4.6.1)

18.2—General

18.2.1 Structural systems18.2.1.1 All structures shall be assigned to a SDC in accordance with 4.4.6.1.

18.2 العام

18.2.1 الأنظمة الإنشائية 18.2.1.1 يتم تعيين جميع المنشآت إلى SDC وفقاً لـ 4.4.6.1.

18.2.1.2 All members shall satisfy Chapters 1 to 17 and 19 to 26. Structures assigned to SDC B, C, D, E, or F also shall satisfy 18.2.1.3 through 18.2.1.7, as applicable. Where Chapter 18 conflicts with other chapters of this Code, Chapter 18 shall govern.

18.2.1.2 يجب على جميع العناصر استيفاء الفصول من 1 إلى 17 ومن 19 إلى 26. يجب أن تستوفي المنشآت المعينة إلى SDC B أو C أو D أو E أو F أيضاً من 18.2.1.3 إلى 18.2.1.7، حسب الاقتضاء. حيث يتعارض الفصل 18 مع فصول أخرى من هذا الكود يحكم الفصل 18.

18.2.1.3 Structures assigned to SDC B shall satisfy 18.2.2.

18.2.1. يجب أن تستوفي المنشآت المخصصة SDC B 18.2.2.

18.2.1.4 Structures assigned to SDC C shall satisfy 18.2.2 and 18.2.3

18.2.1.4 يجب أن تستوفي المنشآت المخصصة لـ SDC C 18.2.2 و 18.2.3

R18.2—General

Structures assigned to SDC A need not satisfy requirements of Chapter 18 but must satisfy all other applicable requirements of this Code. Structures assigned to Seismic Design Categories B through F must satisfy requirements of Chapter 18 in addition to all other applicable requirements of this Code. Sections 18.2.1.3 through 18.2.1.5 identify those parts of Chapter 18 that apply to the building based on its assigned SDC, regardless of the vertical elements of the seismic-force-resisting system. ASCE/SEI 7 defines the permissible vertical elements of the seismic-force-resisting system and applies where adopted.

CODE

الكود

18.2.1.5 Structures assigned to SDC D, E, or F shall satisfy 18.2.2 through 18.2.8 and 18.12 through 18.14.

18.2.1.5 يجب أن تستوفي المنشآت المخصصة لـ SDC D أو E أو F 18.2.2 إلى 18.2.8 و 18.12 حتى 18.14.

18.2.1.6 Structural systems designated as part of the seismic force-resisting system shall be restricted to those designated by the general building code, or determined by other authority having jurisdiction in areas without a legally adopted building code. Except for SDC A, for which Chapter 18 does not apply (a) through (h) shall be satisfied for each structural system designated as part of the seismic-force-resisting system, in addition to 18.2.1.3 through 18.2.1.5:

(a) Ordinary moment frames shall satisfy 18.3 (b) Ordinary reinforced concrete structural walls need not satisfy any detailing provisions in Chapter 18, unless required by 18.2.1.3 or 18.2.1.4 (c) Intermediate moment frames shall satisfy 18.4 (d) Intermediate precast walls shall satisfy 18.5 (e) Special moment frames shall satisfy 18.2.3 through 18.2.8 and 18.6 through 18.8 (f) Special moment frames constructed using precast concrete shall satisfy 18.2.3 through 18.2.8 and 18.9 (g) Special structural walls shall satisfy 18.2.3 through 18.2.8 and 18.10 (h) Special structural walls constructed using precast concrete shall satisfy 18.2.3 through 18.2.8 and 18.11

18-2-1-6 تقتصر النظم الإنشائية المحددة كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية على تلك التي يحددها كود البناء الموحد ، أو تحددها سلطة أخرى لها ولاية قضائية في مناطق لا يوجد فيها كود البناء الموحد معتمد قانوناً. باستثناء الـ SDC A ، التي لا ينطبق عليها الفصل 18 من (أ) إلى (ح) لكل نظام إنشائي محدد كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية ، بالإضافة إلى 18.2.1.3 إلى 18.2.1.5:

(أ) يجب أن تستوفي إطارات العزوم العادية 18.3 (ب) لا تحتاج جدران القص المسلحة الخرسانية العادية إلى استيفاء أي أحكام تفصيلية في الفصل 18 ، ما لم يكن ذلك مطلوباً بموجب 18.2.1.3 أو 18.2.1.4 (ج) يجب أن تستوفي إطارات العزوم المتوسطة 18.4 (د) يجب أن تستوفي الجدران مسبقة الصب المتوسطة 18.5 (هـ) يجب أن تستوفي إطارات العزوم الخاصة 18.2.3 إلى 18.2.8 و 18.6 إلى 18.8 (و) يجب أن تستوفي إطارات العزوم الخاصة التي يتم إنشاؤها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب 18.2.3 إلى 18.2.8 و 18.9 (هـ) يجب أن تستوفي جدران القص الخاصة من 18.2.3 إلى 18.2.8 و 18.10 (ح) يجب أن تستوفي جدران القص الخاصة التي يتم إنشاؤها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب ، من 18.2.3 إلى 18.2.8 و 18.11

COMMENTARY

التعليق

The remaining commentary of R18.2 summarizes the intent of ACI 318 regarding which vertical elements should be permissible in a building considering its SDC. Section 18.2.1.6 defines the requirements for the vertical elements of the seismic-force-resisting system. The design and detailing requirements should be compatible with the level of inelastic response assumed in the calculation of the design earthquake forces. The terms “ordinary”, “intermediate”, and “special” are used to facilitate this compatibility. For any given structural element or system, the terms “ordinary”, “intermediate”, and “special” refer to increasing requirements for detailing and proportioning, with expectations of increased deformation capacity. Structures assigned to SDC B are not expected to be subjected to strong ground motion, but instead are expected to experience low levels of ground motion at long time intervals. This Code provides some requirements for beam-column ordinary moment frames to improve deformation capacity. Structures assigned to SDC C may be subjected to moderately strong ground motion. The designated seismic-force-resisting system typically comprises some combination of ordinary cast-in-place structural walls, intermediate precast structural walls, and intermediate moment frames. The general building code also may contain provisions for use of other seismic-force-resisting systems in SDC C. Provision 18.2.1.6 defines requirements for whatever system is selected. Structures assigned to SDC D, E, or F may be subjected to strong ground motion. It is the intent of ACI Committee 318 that the seismic-force-resisting system of structural concrete buildings assigned to SDC D, E, or F be provided by special moment frames, special structural walls, or a combination of the two. In addition to 18.2.2 through 18.2.8, these structures also are required to satisfy requirements for continuous inspection (26.13.1.4), diaphragms and trusses (18.12), foundations (18.13), and gravity-load-resisting elements that are not designated as part of the seismic-force-resisting system (18.14). These provisions have been developed to provide the structure with adequate deformation capacity for the high demands expected for these seismic design categories. The general building code may also permit the use of intermediate moment frames as part of dual systems for some buildings assigned to SDC D, E, or F. It is not the intent of ACI Committee 318 to recommend the use of intermediate moment frames as part of moment-resisting frame or dual systems in SDC D, E, or F. The general building code may also permit substantiated alternative or nonprescriptive designs or, with various supplementary provisions, the use of ordinary or intermediate systems for nonbuilding structures in the higher seismic design categories. These are not the typical applications that were considered in the writing of this chapter, but wherever the term “ordinary or intermediate moment frame” is used in reference to reinforced concrete, 18.3 or 18.4 apply.

Table R18.2 summarizes the applicability of the provisions of Chapter 18 as they are typically applied when using the minimum requirements in the various seismic design categories. Where special systems are used for structures in SDC B or C, it is not required to satisfy the requirements of 18.14, although it should be verified that members not designated as part of the seismic-force-resisting system will be stable under design displacements.

CODE

الكود

18.2.1.7 A reinforced concrete structural system not satisfying this chapter shall be permitted if it is demonstrated by experimental evidence and analysis that the proposed system will have strength and toughness equal to or exceeding those provided by a comparable reinforced concrete structure satisfying this chapter.

18.2.1.7 يسمح بنظام أنشائي خرساني مسلح غير مستوفي لهذا الفصل إذا تبين من خلال الأدلة والخبرة التجريبية أن النظام المقترح سوف يكون لديه القوة والمتانة التي تساوي أو تتجاوز تلك التي يوفرها منشأ خرساني مسلح مماثل في هذا الفصل.

COMMENTARY

التعليق

R18.2 -

الهيكل العامة المخصصة للوحدات SDC A لا تستوفي الحاجة إلى متطلبات الفصل 18 ولكن يجب أن تستوفي جميع المتطلبات الأخرى المعمول بها في هذه الكود. يجب أن تفي الهياكل المعنية لفئة Seismic Design من B إلى F بمتطلبات الفصل 18 بالإضافة إلى جميع المتطلبات الأخرى المعمول بها في هذا القانون. تحدد الأقسام من 18.2.1.3 إلى 18.2.1.5 الأجزاء التي ينطبق عليها الفصل 18 على المبنى استناداً إلى SDC المخصص لها، بغض النظر عن العناصر الرأسية لنظام مقاومة الزلازل ، وينطبق في حالة العناصر الرأسية المسموح بها لنظام مقاومة الزلازل ، وينطبق في حالة اعتمادها. يلخص التعليق المتبقي من R18.2 القصد من ACI 318 بشأن أي العناصر العمودية يجب أن تكون مسموح بها في مبنى مع مراعاة SDC الخاص به. يحدد القسم 18.2.1.6 متطلبات العناصر الرأسية لنظام مقاومة الزلازل. يجب أن تكون متطلبات التصميم والتفصيل متوافقة مع مستوى الاستجابة غير المرن المفترض في حساب قوى الزلازل التصميمي. تستخدم المصطلحات "عادي" و "متوسط" و "خاص" لتسهيل هذا التوافق. بالنسبة لأي عنصر أو نظام هيكلي معين، تشير المصطلحات "العادية" و "الوسيلة" و "الخاصة" إلى المتطلبات المتزايدة للتفصيل والتناسب ، مع توقعات زيادة قدرة التشوه. من غير المتوقع أن تخضع الهياكل المخصصة لـ SDC B لحركة أرضية قوية، ولكن من المتوقع أن تشهد مستويات منخفضة من الحركة الأرضية على فترات زمنية طويلة. توفر هذه الكود بعض المتطلبات لأطر العزوم العادية في عمود الكمرات لتحسين قدرة التشوه. قد تخضع الهياكل المخصصة لـ SDC C لحركة أرضية قوية معتدلة. يتكون النظام المعين من المسح الزلزالي عادة من مجموعة من جدران القص العادية في المكان، و جدران القص الوسيطة الوسيطة ، وإطارات العزم الوسيطة. قد يحتوي رمز المبنى العام أيضاً على مخصصات لاستخدام أنظمة مقاومة القوة الزامية الأخرى في SDC الجدول. يحدد الملحق 18.2.1.6 المتطلبات الخاصة بأي نظام يتم اختياره. قد تخضع الهياكل المخصصة لـ SDC D أو E أو F لحركة أرضية قوية. وتهدف لجنة ACI 318 إلى توفير نظام مقاومة الزلازل - مقاوم المباني الخرسانية الإنشائية المخصصة لـ SDC D أو E أو F بإطارات عزم خاصة أو جدران القص خاصة أو مزيج من الاثنين. بالإضافة إلى 18.2.2 إلى 18.2.8، هذه الهياكل مطلوبة أيضاً لتلبية متطلبات الفحص المستمر (26.13.1.4)، والحوازج الحاجزة والدعامات (18.12)، والمؤسسات (18.13)، والعناصر المقاومة للحمل الثقيل التي لا عين كجزء من نظام مقاومة الزلازل (18.14). وقد وضعت هذه الأحكام لتزويد الهيكل بقدرة تشوه كافية للطلبات العالية المتوقعة لفئات التصميم الزلزالي. قد يسمح كود البناء العام أيضاً باستخدام إطارات العزوم الوسيطة كجزء من الأنظمة المزدوجة لبعض المباني المخصصة لـ SDC D أو E أو F. وليس من نية لجنة ACI 318 أن توصي باستخدام إطارات عزم وسيطة كجزء من الإطار المقاوم أو الأنظمة المزدوجة في SDC D أو E أو F. قد يسمح كود البناء العام أيضاً بتصاميم بديلة أو غير قابلة للتطبيق أو مع أحكام تكميلية مختلفة، استخدام أنظمة عادية أو وسيطة لهياكل غير بناء في التصميم السيزمي الأعلى الأقسام. هذه ليست التطبيقات النموذجية التي تم أخذها بعين الاعتبار في كتابة هذا الفصل، ولكن أينما استخدم مصطلح "إطار عادي أو وسيط" في إشارة إلى الخرسانة المسلحة ، يتم تطبيق 18.3 أو 18.4. يلخص الجدول R18.2 قابلية تطبيق أحكام الفصل 18 حيث يتم تطبيقها عادة عند استخدام الحد الأدنى من المتطلبات في مختلف فئات التصميم الزلزالي. عند استخدام أنظمة خاصة للهياكل في SDC B أو C ، لا يشترط الوفاء بمتطلبات 18.14 ، على الرغم من أنه يجب التحقق من أن العناصر غير المعيّنين كجزء من نظام مقاومة الزلازل سوف يكون مستقراً تحت الازاحة التصميمية

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

Table R18.2—Sections of Chapter 18 to be satisfied in typical applications[1]

جدول - R18.2 الأقسام الخاصة بالفصل 18 الواجب استيفائها في التطبيقات النموذجية[1]

Component resisting earthquake effect, unless otherwise noted	SDC			
	A (None)	B (18.2.1.3)	C (18.2.1.4)	D, E, F (18.2.1.5)
Analysis and design requirements	None	18.2.2	18.2.2	18.2.2, 18.2.4
Materials		None	None	18.2.5 through 18.2.8
Frame members		18.3	18.4	18.6 through 18.9
Structural walls and coupling beams		None	None	18.10
Precast structural walls		None	18.5	18.5 ^[2] , 18.11
Diaphragms and trusses		None	None	18.12
Foundations		None	None	18.13
Frame members not designated as part of the seismic-force-resisting system		None	None	18.14
Anchors		None	18.2.3	18.2.3

[1]In addition to requirements of Chapters 1 through 17, 19 through 26, and ACI 318.2, except as modified by Chapter 18. Section 14.1.4 also applies in SDC D, E, and F. [2]As permitted by the general building code.

[1]بالإضافة إلى متطلبات الفصول من 1 إلى 17 ، ومن 19 إلى 26 ، و ACI 318.2 ، باستثناء ما تم تعديله بموجب الفصل 18. كما ينطبق القسم 14.1.4 في SDC D و E و F. [2] كما هو مسموح به من قبل كود البناء العام.

The proportioning and detailing requirements in Chapter 18 are based predominantly on field and laboratory experience with monolithic reinforced concrete building structures and precast concrete building structures designed and detailed to behave like monolithic building structures. Extrapolation of these requirements to other types of cast-in-place or precast concrete structures should be based on evidence provided by field experience, tests, or analysis. The acceptance criteria for moment frames given in ACI 374.1 can be used in conjunction with Chapter 18 to demonstrate that the strength, energy dissipation capacity, and deformation capacity of a proposed frame system equals or exceeds that provided by a comparable monolithic concrete system.

American ACI ITG-5.1 provides similar information for precast wall systems. The toughness requirement in 18.2.1.7 refers to the requirement to maintain structural integrity of the entire seismic-force-resisting system at lateral displacements anticipated for the maximum considered earthquake motion. Depending on the energy-dissipation characteristics of the structural system used, such displacements may be larger than for a monolithic reinforced concrete structure satisfying the prescriptive provisions of other parts of this Code.

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

تستند متطلبات التناسب والتفصيل في الفصل 18 في الغالب على الخبرة الميدانية والمخبرية مع هياكل المباني الخرسانية المسلحة المتألفة وهياكل المباني الخرسانية الجاهزة المصممة والمفصلة على التصرف مثل هياكل المباني المتألفة. وينبغي أن يستند استقراء هذه المتطلبات إلى أنواع أخرى من الأماكن المصبوبة في الزوايا أو الخرسانة مسبقة الصب إلى الأدلة المقدمة من التجارب الميدانية أو الاختبارات أو التحليلات. يمكن استخدام معايير القبول لإطارات الحيز الواردة في ACI 374.1 بالاقتران مع الفصل 18 لإثبات أن القوة وقدرة تشتت الطاقة وقدرة التشوه في نظام إطار مقترح تساوي أو تزيد عن تلك التي يوفرها نظام خرسانة متجانسة قابل للمقارنة. يوفر ACI ITG-5.1 معلومات مماثلة لأنظمة الجدران الجاهزة. يشير مطلب الصلابة في 18.2.1.7 إلى شرط الحفاظ على السلامة الهيكلية لنظام مقاومة الزلازل بأكمله عند الإزاحة المتوقعة للحركة القصوى للزلازل. يتبعاً لخصائص تبديد الطاقة للنظام الهيكلي المستخدم ، قد تكون هذه النزوح أكبر من بنية خرسانية مسلحة متجانسة تستوفي الأحكام الإلزامية للأجزاء الأخرى من هذه الكود.

18.2.2 Analysis and proportioning of structural members

18.2.2 تحليل وتناسب العناصر الإنشائية

18.2.2.1 The interaction of all structural and nonstructural members that affect the linear and nonlinear response of the structure to earthquake motions shall be considered in the analysis.

18.2.2.1 يجب أن يؤخذ في الاعتبار التفاعل بين جميع العناصر الإنشائية والغير إنشائية التي تؤثر على الاستجابة الخطية وغير الخطية للمنشأ لحركات الزلازل.

18.2.2.2 Rigid members assumed not to be a part of the seismic-force-resisting system shall be permitted provided their effect on the response of the system is considered in the structural design. Consequences of failure of structural and nonstructural members that are not a part of the seismicforce-resisting system shall be considered.

18-2-2-2 يُسمح للعناصر الجاسنة التي لا يُفترض أنها جزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية، أن يؤخذ تأثيرها على استجابة النظام في التصميم الإنشائي. عواقب انهيار العناصر الإنشائية والغير إنشائية التي ليست جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية يجب النظر فيها.

18.2.2.3 Structural members extending below the base of structure that are required to transmit forces resulting from earthquake effects to the foundation shall comply with the requirements of Chapter 18 that are consistent with the seismic-force-resisting system above the base of structure.

18-2-2-3 يجب أن يمثل العناصر الإنشائية التي تمتد تحت قاعدة المنشأ اللازمة لإرسال القوى الناتجة عن تأثيرات الزلازل إلى الأساسات لمتطلبات الفصل 18 المناسبة مع نظام مقاومة القوة الزلزالية فوق قاعدة المنشأ.

18.2.3 Anchoring to concrete

18.2.3 المسمار في الخرسانة

18.2.3.1 Anchors resisting earthquake-induced forces in structures assigned to SDC C, D, E, or F shall be in accordance with 17.2.3.

18.2.3.1 يجب أن تكون المسمامير المقاومة للقوى الناتجة عن الزلازل في المنشآت المخصصة للوحدات SDC C أو D أو E أو F وفقاً لـ 17.2.3.

R18.2.2 Analysis and proportioning of structural members—

It is assumed that the distribution of required strength to the various components of a seismic-force-resisting system will be determined from the analysis of a linearly elastic model of the system acted upon by the factored forces, as required by the general building code. If nonlinear response history analyses are to be used, base motions should be selected after a detailed study of the site conditions and local seismic history. Because the basis for earthquake-resistant design admits nonlinear response, it is necessary to investigate the stability of the seismic-force-resisting system, as well as its interaction with other structural and nonstructural members, under expected lateral displacements corresponding to maximum considered earthquake ground motion. For lateral displacement calculations, assuming all the structural members to be fully cracked is likely to lead to better estimates of the possible drift than using uncracked stiffness for all members. The analysis assumptions described in 6.6.3.1.2 and 6.6.3.1.3 may be used to estimate lateral deflections of reinforced concrete building systems. The main objective of Chapter 18 is the safety of the structure. The intent of 18.2.2.1 and 18.2.2.2 is to draw attention to the influence of nonstructural members on structural response and to hazards from falling objects.

Section 18.2.2.3 serves as an alert that the base of structure as defined in analysis may not necessarily correspond to the foundation or ground level. Details of columns and walls extending below the base of structure to the foundation are required to be consistent with those above the base of structure. In selecting member sizes for earthquake-resistant structures, it is important to consider constructibility problems related to congestion of reinforcement. The design should be such that all reinforcement can be assembled and placed in the proper location and that concrete can be cast and consolidated properly. Using the upper limits of permitted reinforcement ratios may lead to construction problems.

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

R18.2.2 تحليل العناصر البنيوية وتناسبها - من المفترض أن يتم تحديد توزيع القوة المطلوبة للعديد من مكونات نظام المسح الزلزالي من تحليل نموذج مرن خطي للنظام الذي تعمل عليه القوى المحسوبة ، كما هو مطلوب من كود البناء العام. إذا كان من المقرر استخدام تحليلات التاريخ غير الخطية ، فيجب اختيار الاقتراحات الأساسية بعد دراسة مفصلة لظروف الموقع والتاريخ الزلزالي المحلي. نظراً لأن أساس التصميم المقاوم للزلازل يعترف بالاستجابة غير الخطية ، فمن الضروري التحقق من استقرار نظام مقاومة القوة الزلزالية ، بالإضافة إلى تفاعله مع العناصر الهيكلية وغير البنيوية الأخرى ، في ظل حالات النزوح الجانبية المتوقعة التي تقابل الحد الأقصى للزلازل المرصودة. اقتراح. بالنسبة لحسابات الإزاحة الجانبية ، من المحتمل أن يؤدي افتراض أن جميع العناصر الإنشائية إلى التشقق الكامل إلى تقديرات أفضل للانجراف المحتمل من استخدام صلابة غير مفككة لجميع الأعضاء. يمكن استخدام افتراضات التحليل الموصوفة في ٢-١-٣-٦ و ٣-١-٣-٦ لتقدير الانحرافات الجانبية لأنظمة المباني الخرسانية المسلحة. الهدف الرئيسي للفصل 18 هو سلامة الهيكل. القصد من 18.2.2.1 و 18.2.2.2 هو لفت الانتباه إلى تأثير العناصر غير البنيوية على الاستجابة الهيكلية والمخاطر الناجمة عن الأجسام المتساقطة. يعمل القسم 18.2.2.3 بمثابة تنبيه بأن قاعدة البنية كما تم تعريفها في التحليل قد لا تتوافق بالضرورة مع الأساس أو مستوى الأرض. يجب أن تكون تفاصيل الأعمدة والجدران التي تمتد أسفل قاعدة الهيكل إلى الأساس متسقة مع تلك الموجودة فوق قاعدة الهيكل. عند اختيار أحجام العناصر للهيكل المقاوم للزلازل ، من المهم النظر في مشاكل البناء المتعلقة بتكديس التسليح. يجب أن يكون التصميم بحيث يمكن تجميع جميع التسليح ووضعها في الموقع الصحيح ويمكن صب الخرسانة وتوحيدها بشكل صحيح. استخدام الحدود العليا لنسب التسليح المسموح بها قد يؤدي إلى مشاكل في البناء.

R18.2.4 Strength reduction factors

R18.2.4 عوامل تخفيض المقاومة

R18.2.4.1 Chapter 21 contains strength reduction factors for all members, joints, and connections of earthquake-resistant structures, including specific provisions in 21.2.4 for buildings that use special moment frames, special structural walls, and intermediate precast walls.

R18.2.4.2.1 يحتوي الفصل 21 على عوامل خفض المقاومة لجميع العناصر والمفاصل والوصلات للهيكل المقاوم للزلازل ، بما في ذلك أحكام محددة في 21.2.4 للمباني التي تستخدم إطارات عزم خاصة ، و جدران القص خاصة ، و جدران مسبقة الصب.

18.2.4 Strength reduction factors

18.2.4 معاملات تخفيض المقاومة

18.2.4.1 Strength reduction factors shall be in accordance with Chapter 21.

18.2.4.1 يجب أن تكون معاملات تخفيض المقاومة وفقاً للفصل 21.

CODE

الكود

18.2.5 Concrete in special moment frames and special structural walls

18.2.5 الخرسانة في إطارات العزوم الخاصة وجدران القص الخاصة

18.2.5.1 Specified compressive strength of concrete in special moment frames and special structural walls shall be in accordance with the special seismic systems requirements of Table 19.2.1.1.

18.2.5.1 تحدد مقاومة الخرسانة للضغط لإطارات العزوم الخاصة وجدران القص الخاصة وفقاً للمتطلبات الخاصة للأنظمة الزلزالية في الجدول 19.2.1.1.

18.2.6 Reinforcement in special moment frames and special structural walls

18.2.6 التسليح في إطارات العزوم الخاصة وجدران القص الخاصة

18.2.6.1 Reinforcement in special moment frames and special structural walls shall be in accordance with the special seismic systems requirements of 20.2.2.

18.2.6.1 يجب أن يكون التسليح في إطارات العزوم الخاصة وجدران القص الخاصة متوافقاً مع متطلبات الأنظمة الزلزالية الخاصة المعمول بها في 20.2.2

COMMENTARY

التعليق

R18.2.5 Concrete in special moment frames and special structural walls—Requirements of this section refer to concrete quality in frames and walls that resist earthquake-induced forces. The maximum specified compressive strength of lightweight concrete to be used in structural design calculations is limited to 35 MPa, primarily because of paucity of experimental and field data on the behavior of members made with lightweight concrete subjected to displacement reversals in the nonlinear range. If convincing evidence is developed for a specific application, the limit on maximum specified compressive strength of lightweight concrete may be increased to a level justified by the evidence.

R18.2.5 الخرسانة في إطارات العزوم الخاصة وجدران القص الخاصة - تشير متطلبات هذا القسم إلى جودة الخرسانة في الإطارات والجدران التي تقاوم قوى الزلازل. الحد الأقصى لقوة الضغط المحددة للخرسانة خفيفة الوزن التي سيتم استخدامها في حسابات التصميم الإنشائية يقتصر 35 MPa ، ويرجع ذلك أساساً إلى ندرة البيانات التجريبية والميدانية حول سلوك العناصر المصنوعين من الخرسانة الخفيفة الخاضعة لعكسات الإزاحة في المدى غير الخطي. إذا تم تثبيت أدلة مقنعة لتطبيق معين ، يمكن زيادة الحد الأقصى لأقصى قوة ضغط محددة للخرسانة خفيفة الوزن إلى مستوى يبرره الدليل.

R18.2.6. Reinforcement in special moment frames and special structural walls—Use of longitudinal reinforcement with strength substantially higher than that assumed in design will lead to higher shear and bond stresses at the time of development of yield moments. These conditions may lead to brittle failures in shear or bond and should be avoided even if such failures may occur at higher loads than those anticipated in design. Therefore, an upper limit is placed on the actual yield strength of the steel (refer to 20.2.2.5). **ASTM A706** for low-alloy steel reinforcing bars includes both Grade 60 and Grade 80; however, only Grade 60 is generally permitted because of insufficient data to confirm applicability of existing code provisions for structures using the higher grade. Section 18.2.1.7 permits alternative material such as **ASTM A706** Grade 80 if results of tests and analytical studies are presented in support of its use. The requirement for a tensile strength greater than the yield strength of the reinforcement (20.2.2.5) is based on the assumption that the capability of a structural member to develop inelastic rotation capacity is a function of the length of the yield region along the axis of the member. In interpreting experimental results, the length of the yield region has been related to the relative magnitudes of nominal and yield moments (**ACI 352R**). According to this interpretation, the greater the ratio of nominal to yield moment, the longer the yield region. **Chapter 20** requires that the ratio of actual tensile strength to actual yield strength be at least 1.25. The restrictions on the values of f_y and f_{yt} apply to all types of transverse reinforcement, including spirals, circular hoops, rectilinear hoops, and cross-ties. The restrictions on the values of f_y and f_{yt} in 20.2.2.4 for calculating nominal shear strength are intended to limit the width of shear cracks. Research results (**Budek et al. 2002; Muguruma and Watanabe 1990; Sugano et al. 1990**) indicate that higher yield strengths can be used effectively as confinement reinforcement as specified in 18.7.5.4.

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

R1.8.2.6. التسليح في إطارات العزوم الخاصة و جدران القص الخاصة - يؤدي استخدام التسليح الطولي بقوة أعلى بكثير من ذلك المفترض في التصميم إلى زيادة إجهاد القص والرابط في وقت تطور عزوم الخضوع. هذه الشروط قد تؤدي إلى فشل هش في القص أو الربط ويجب تجنبها حتى لو حدثت مثل هذه الفشل في أحمال أعلى من تلك المتوقعة في التصميم. لذلك ، يتم وضع الحد الأعلى على مقاومة الخضوع الفعلية للصلب (راجع 20.2.2.5). يشمل ASTM A706 لقضبان التسليح الفولاذية المنخفضة السبائك الصف 60 والصف 80 ؛ ومع ذلك ، فإن الصف 60 فقط مسموح به عموماً بسبب عدم كفاية البيانات لتأكيد قابلية تطبيق أحكام الكود الحالية على الهياكل التي تستخدم الدرجة الأعلى. القسم 18.2.1.7 يسمح بمواد بديلة مثل ASTM A706 درجة 80 إذا تم تقديم نتائج الاختبارات والدراسات التحليلية دعماً لاستخدامها. الفشل في القص أو الربط ويجب تجنبه حتى لو حدثت حالات الفشل هذه عند زيادة الأحمال عن تلك المتوقعة في التصميم. لذلك ، يتم وضع الحد الأعلى على مقاومة الخضوع الفعلية للصلب (راجع 20.2.2.5). يشمل ASTM A706 لقضبان التسليح الفولاذية المنخفضة السبائك الصف 60 والصف 80 ؛ ومع ذلك ، فإن الصف 60 فقط مسموح به عموماً بسبب عدم كفاية البيانات لتأكيد قابلية تطبيق أحكام الكود الحالية على الهياكل التي تستخدم الدرجة الأعلى. القسم 18.2.1.7 يسمح بمواد بديلة مثل ASTM A706 Grade 80 إذا تم تقديم نتائج الاختبارات والدراسات التحليلية دعماً لاستخدامها. وفقاً لهذا التفسير ، كلما زادت نسبة الاسمية إلى الخضوع ، كلما كانت منطقة الخضوع أطول. يتطلب الفصل 20 أن تكون نسبة قوة الشد الفعلية إلى قوة الخضوع الفعلية 1.25 على الأقل. تنطبق القيود المفروضة على قيم f_y و f_{yt} على جميع أنواع التسليح العرضي ، بما في ذلك الحلزونات ، الأطواق الدائرية ، الأطواق المستقيمة ، و cross ties. تهدف القيود المفروضة على قيم f_y و f_{yt} في 20.2.2.4 لحساب قوة القص الاسمية إلى الحد من عرض شقوق القص. تشير نتائج الأبحاث (Budek et Sugano et al. ؛ Muguruma and Watanabe 1990؛ al. 2002 (1990) إلى أنه يمكن استخدام قوة أعلى من الخضوع بشكل فعال كتقوية معززة كما هو محدد في 18.7.5.4.

CODE

الكود

18.2.7 Mechanical splices in special moment frames and special structural walls

18.2.7 التوصيلات الميكانيكية في إطارات العزوم الخاصة وجدران القص الخاصة

COMMENTARY

التعليق

R18.2.7 Mechanical splices in special moment frames and special structural walls—In a structure undergoing inelastic deformations during an earthquake, the tensile stresses in reinforcement may approach the tensile strength of the reinforcement. The requirements for Type 2 mechanical splices are intended to avoid a splice failure when the reinforcement is subjected to expected stress levels in yielding regions. Type 1 mechanical splices are not required to satisfy the more stringent requirements for Type 2 mechanical splices, and may not be capable of resisting the stress levels expected in yielding regions. The locations of Type 1 mechanical splices are restricted because tensile stresses in reinforcement in yielding regions can exceed the strength requirements of 25.5.7. The restriction on Type 1 mechanical splices applies to all reinforcement resisting earthquake effects, including transverse reinforcement. Recommended detailing practice would preclude the use of splices in regions of potential yielding in members resisting earthquake effects. If use of mechanical splices in regions of potential yielding cannot be avoided, there should be documentation on the actual strength characteristics of the bars to be spliced, on the force-deformation characteristics of the spliced bar, and on the ability of the Type 2 mechanical splice to be used to meet the specified performance requirements. Although mechanical splices as defined by 18.2.7 need not be staggered, staggering is encouraged and may be necessary for constructibility or provide enough space around the splice for installation or to meet the clear spacing requirements.

R18.2.7 التوصيلات الميكانيكية في إطارات عزم الخاصة وجدران القص الخاصة - في هيكل يخضع للتشوهات غير المرنة خلال الزلزال ، قد تقترب إجهادات الشد في التسليح من مقاومة الشد للتسليح. تهدف المتطلبات للتوصيلات الميكانيكية من النمط 2 إلى تجنب فشل لصق عندما يتعرض التسليح لمستويات الإجهاد المتوقعة في المناطق ذات الخضوع. لا يلزم إجراء عمليات الربط الميكانيكية من النمط 1 لتلبية المتطلبات الأكثر صرامة للنسخ الميكانيكية من النمط 2 ، وقد لا تكون قادرة على مقاومة مستويات الشد المتوقعة في المناطق التي تنتجها. مواقع التوصيلات الميكانيكية من النمط 1 مقيدة لأن ضغط الشد في التسليح في المناطق ذات الخضوع يمكن أن يتجاوز متطلبات قوة 25.5.7. ينطبق القيد على التوصيلات الميكانيكية من النوع 1 على جميع تأثيرات الزلازل المقاومة للزيادة، بما في ذلك التسليح العرضي. من شأن الممارسة التفصيلية الموصى بها أن تحول دون استخدام التوصيلات في مناطق ذات عوائد محتملة لدى العناصر الذين يقاومون آثار الزلزال.. إذا كان لا يمكن تجنب استخدام التوصيلات الميكانيكية في مناطق الخضوع المحتمل، يجب أن يكون هناك توثيق على خصائص القوة الفعلية للأشرطة المراد تقسيمتها، على خصائص تشوه القوة في الشريط الربط ، وعلى قدرة النوع الثاني لصق لاستخدامه لتلبية متطلبات الأداء المحددة. على الرغم من أن التقاطع الميكانيكي كما تم تعريفه في 18.2.7 لا يلزم أن يتم تضخيمه، إلا أنه يتم تشجيع المذهل وقد يكون ضروريًا للبناء أو توفير مساحة كافية حول الوصلة للتثبيت أو لتلبية متطلبات المسافة الواضحة.

CODE

الكود

18.2.7.1 Mechanical splices shall be classified as (a) or (b):
(a) Type 1 – Mechanical splice conforming to **25.5.7**
(b) Type 2 – Mechanical splice conforming to **25.5.7** and capable of developing the specified tensile strength of the spliced bars

18.2.7.1 تصنف التوصيلات الميكانيكية على أنها (أ) أو (ب):
(أ) النوع 1 - توصيلة ميكانيكية تتوافق مع **25.5.7**
(ب) النوع 2 - توصيلة ميكانيكية يتطابق مع **25.5.7** وقادر على تثبيت مقاومة الشد المحددة للأسياخ الموصلة

18.2.7.2 Type 1 mechanical splices shall not be located within a distance equal to twice the member depth from the column or beam face for special moment frames or from critical sections where yielding of the reinforcement is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the linear range of behavior. Type 2 mechanical splices shall be permitted at any location, except as noted in **18.9.2.1(c)**.

18.2.7.2 يجب ألا يكون موقع التوصيلات الميكانيكية من النمط 1 ضمن مسافة مساوية لضعف عمق العنصر من العمود أو الكمرات لإطارات عزم خاصة أو من المقاطع الحرجة حيث من المرجح أن يحدث الخضوع للتسليح نتيجة للأزاحة الجانبية خارج مجال السلوك الخطي. يجب السماح بالتوصيلات الميكانيكية من النمط 2 في أي مكان، باستثناء ما هو مذكور في **18.9.2.1 (ج)**.

18.2.8 Welded splices in special moment frames and special structural walls

18.2.8 التوصيلات الملحومة في إطارات العزوم الخاصة وجدران القص الخاصة

18.2.8.1 Welded splices in reinforcement resisting earthquake-induced forces shall conform to **25.5.7** and shall not be located within a distance equal to twice the member depth from the column or beam face for special moment frames or from critical sections where yielding of the reinforcement is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the linear range of behavior.

18.2.8.1 يجب أن تتطابق التوصيلات الملحومة في تسليح مقاومة القوة الزلزالية إلى **25.5.7** ولا يجب أن تكون ضمن مسافة مساوية لضعف عمق العنصر من العمود أو الكمرات لإطارات عزم خاصة أو من المقاطع الحرجة حيث من المرجح أن يحدث الخضوع للتسليح نتيجة للأزاحة الجانبية خارج مجال السلوك الخطي.

COMMENTARY

التعليق

R18.2.7.1 The additional requirement for a Type 2 mechanical splice is intended to result in a mechanical splice capable of sustaining inelastic strains through multiple cycles.

R18.2.7.1 يقصد بالاحتياج الإضافي للتوصيل الميكانيكي من النوع 2 أن يؤدي إلى لصق ميكانيكي قادر على الحفاظ على السلالات غير المرنة عبر دورات متعددة.

R18.2.8 Welded splices in special moment frames and special structural walls

R18.2.8 التوصيلات الملحومة في إطارات عزم الخاصة و جدران القص الخاصة

R18.2.8.1 Welding of reinforcement should be in accordance with AWS D1.4 as required in Chapter 26. The locations of welded splices are restricted because reinforcement tension stresses in yielding regions can exceed the strength requirements of **25.5.7**. The restriction on welded splices applies to all reinforcement resisting earthquake effects, including transverse reinforcement.

R18.2.8.1 يجب أن يكون اللحام بالتعويض مطابقاً لمعيار AWS D1.4 كما هو مطلوب في الفصل 26. إن مواقع التوصيلات الملحومة مقيدة لأن إجهاد شد الضغط في مناطق الخضوع يمكن أن يتعدى استجابات التردد **25.5.7**. تنطبق القيود المفروضة على التوصيلات الملحومة على جميع تأثيرات الزلازل المقاوم للتسليح ، بما في ذلك التسليح العرضي.

CODE

الكود

18.2.8.2 Welding of stirrups, ties, inserts, or other similar elements to longitudinal reinforcement required by design shall not be permitted.

18.2.8.2 لا يُسمح بلحام الكانات أو الشدادات أو الإدخالات أو العناصر المماثلة الأخرى إلى التسليح الطولي الذي يتطلبه التصميم.

18.3—Ordinary moment frames

- 18.3 إطارات العزوم العادية

18.3.1 Scope

18.3.1 المجال

18.3.1.1 This section shall apply to ordinary moment frames forming part of the seismic-force-resisting system.

18-3-1-1 ينطبق هذا القسم على إطارات عزوم عادية التي تشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية.

18.3.2 Beams shall have at least two continuous bars at both top and bottom faces. Continuous bottom bars shall have area not less than one-fourth the maximum area of bottom bars along the span. These bars shall be anchored to develop f_y in tension at the face of support.

18.3.2 يجب أن تحتوي الكمرات على سيخين متواصلين على الأقل في الوجهين العلوي والسفلي. يجب أن تكون للأسياخ السفلية المستمرة مساحة لا تقل عن ربع المساحة القصوى للأسياخ السفلية على طول البحر. يجب أن ترتكز هذه الاسياخ لتتطور f_y في الشد عند وجه الركيزة.

18.3.3 Columns having unsupported length $\ell_u \leq 5c_l$ shall have ϕV_n at least the lesser of (a) and (b):

(a) The shear associated with development of nominal moment strengths of the column at each restrained end of the unsupported length due to reverse curvature bending. Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the highest flexural strength

(b) The maximum shear obtained from design load combinations that include E_c , with $\Omega_o E_c$ substituted for E_c .

18.3.3 يجب أن يكون للأعمدة التي لها طول غير مدعوم $\ell_u \leq 5c_l$ على الأقل ϕV_n أقل من (أ) و (ب):

(أ) القص المرتبط بتثبيت القوة الاسمية للعزم للعمود عند كل طرف مقيد من الطول الغير مدعوم بسبب الانحناء العكسي. يتم حساب قوة الانحناء للعمود للقوة المحورية المصعدة، بما يتوافق مع اتجاه القوى الجانبية التي يتم النظر فيها، مما ينتج عنه أعلى قوة للانحناء

(ب) الحد الأقصى للقص الذي تم الحصول عليه من تراكيب الاحمال التصميمية التي تتضمن E_c ، مع استبدال $\Omega_o E_c$ لـ E_c .

COMMENTARY

التعليق

R18.2.8.2 Welding of crossing reinforcing bars can lead to local embrittlement of the steel. If welding of crossing bars is used to facilitate fabrication or placement of reinforcement, it should be done only on bars added for such purposes. The prohibition of welding crossing reinforcing bars does not apply to bars that are welded with welding operations under continuous, competent control, as in the manufacture of welded-wire reinforcement.

R18.2.8.2 يمكن أن يؤدي لحام قضبان التسليح المتقاطعة إلى التقصف المحلي للصلب. إذا استُخدم لحام القضبان المتقاطعة لتسهيل التصنيع أو وضع التسليح، فيجب أن يتم فقط على القضبان المضافة لهذه الأغراض. لا ينطبق الحظر المفروض على قضبان تقاطع عبور اللحام على قضبان ملحومة بعمليات لحام تحت سيطرة مستمرة وكفوءة، كما هو الحال في تصنيع تقوية الأسلاك الملحومة.

R18.3—Ordinary moment frames

This section applies only to ordinary moment frames assigned to SDC B. The provisions for beam reinforcement are intended to improve continuity in the framing members and thereby improve lateral force resistance and structural integrity; these provisions do not apply to slab-column moment frames. The provisions for columns are intended to provide additional capacity to resist shear for columns with proportions that would otherwise make them more susceptible to shear failure under earthquake loading.

- R18.3 إطارات العزوم العادية

لا ينطبق هذا القسم إلا على الأطر الزمنية العادية المخصصة للوحدات SDC B. الغرض من تسليح الكمرات هو تحسين الاستمرارية في عناصر الإطار وبالتالي تحسين مقاومة القوة الجانبية والسلامة الهيكلية؛ لا تنطبق هذه الأحكام على إطارات عزم ذات الأعمدة. الغرض من الأحكام الخاصة بالأعمدة هو توفير قدرة إضافية لمقاومة القص للأعمدة ذات النسب التي تجعلها أكثر عرضة للفشل في القص تحت الزلازل.

CODE

الكود

18.4—Intermediate moment frames

18.4 - إطارات عزوم متوسطة

18.4.1 Scope

18.4.1 المجال

18.4.1.1 This section shall apply to intermediate moment frames including two-way slabs without beams forming part of the seismic-force-resisting system.

18-4-1-1 ينطبق هذا القسم على إطارات العزوم المتوسطة بما في ذلك البلاطات ذات الاتجاهين بدون كمرات التي تشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية.

18.4.2 Beams

18.4.2 الكمرات

18.4.2.1 Beams shall have at least two continuous bars at both top and bottom faces. Continuous bottom bars shall have area not less than one-fourth the maximum area of bottom bars along the span. These bars shall be anchored to develop f_y in tension at the face of support.

18.4.2.1 يجب أن تحتوي الكمرات على سيخين متواصلين على الأقل في الوجهين العلوي والسفلي. يجب أن يكون للأسياخ السفلية المستمرة مساحة لا تقل عن ربع المساحة القصوى للأسياخ السفلية على طول البحر. يجب أن ترتكز هذه الأسياخ لتتطور f_y في الشد عند وجه الركيزة.

18.4.2.2 The positive moment strength at the face of the joint shall be at least one-third the negative moment strength provided at that face of the joint. Neither the negative nor the positive moment strength at any section along the length of the beam shall be less than one-fifth the maximum moment strength provided at the face of either joint.

18.4.2.2 يجب أن تكون قوة العزم الموجب في وجه المفصل على الأقل ثلث قوة العزم السالب التي تظهر على وجه المفصل. لا يجب أن تكون قوة العزم الموجب والسالب في أي مقطع بطول الكمرة أقل من خمس قوة أقصى عزم عند وجه أي من المفصل.

COMMENTARY

التعليق

R18.4—Intermediate moment frames

The objective of the requirements in 18.4.2.3 and 18.4.3.1 is to reduce the risk of failure in shear in beams and columns during an earthquake. Two options are provided to determine the factored shear force.

R18.4 - أطر عزوم وسيطة

الهدف من المتطلبات في 18.4.2.3 و 18.4.3.1 هو تقليل خطر الفشل في القص في الكمرة والأعمدة أثناء حدوث زلزال. يتم توفير خيارين لتحديد قوة القص المحسوبة.

R18.4.2 Beams—According to 18.4.2.3(a), the factored shear force is determined from a free-body diagram obtained by cutting through the beam ends, with end moments assumed equal to the nominal moment strengths acting in reverse curvature bending, both clockwise and counterclockwise. Figure R18.4.2 demonstrates only one of the two options that are to be considered for every beam. To determine the maximum beam shear, it is assumed that its nominal moment strengths ($\phi = 1.0$ for moment) are developed simultaneously at both ends of its clear span. As indicated in Fig. R18.4.2, the shear associated with this condition $[(M_{nl} + M_{nr})/\ell_n]$ is added algebraically to the shear due to the factored gravity loads to obtain the design shear for the beam. For the example shown, both the dead load w_D and the live load w_L have been assumed to be uniformly distributed. Effects of E acting vertically are to be included if required by the general building code. Provision 18.4.2.3(b) bases V_u on the load combination including the earthquake effect E , which should be doubled. For example, the load combination defined by Eq. (5.3.1.e) would be

$$U = 1.2D + 2.0E + 1.0L + 0.2S$$

where E is the value specified by the general building code. The factor of 1.0 applied to L is allowed to be reduced to 0.5 in accordance with 5.3.3. Transverse reinforcement at the ends of the beam is required to be hoops. In most cases, transverse reinforcement required by 18.4.2.3 for the design shear force will be more than those required by 18.4.2.4. Beams may be subjected to axial compressive force due to prestressing or applied loads. The additional requirements in 18.4.2.6 are intended to provide lateral support for beam longitudinal reinforcement.

CODE

الكود

18.4.2.3 ϕV_n shall be at least the lesser of (a) and (b):

(a) The sum of the shear associated with development of nominal moment strengths of the beam at each restrained end of the clear span due to reverse curvature bending and the shear calculated for factored gravity loads

(b) The maximum shear obtained from design load combinations that include E, with E taken as twice that prescribed by the general building code

18.4.2.3 يجب أن يكون ϕV_n على الأقل أقل من (أ) و (ب) :

(أ) مجموع القص المرتبط بتثبيت القوة الاسمية للعزم للكمرة عند كل نهاية مقيدة من البحر الصافي بسبب الانحناء العكسي والقص المحسوب للأحمال الرأسية المصعدة

(ب) الحد الأقصى للقص الذي تم الحصول عليه من تراكيب الاحمال التصميمية التي تشتمل على E ، بحيث يكون E مأخوذاً مرتين كما هو موضح في كود البناء الموحد

18.4.2.4 At both ends of the beam, hoops shall be provided over a length of at least 2h measured from the face of the supporting member toward midspan. The first hoop shall be located not more than 50 mm. from the face of the supporting member. Spacing of hoops shall not exceed the smallest of (a) through (d):

(a) $d/4$

(b) Eight times the diameter of the smallest longitudinal bar enclosed

(c) 24 times the diameter of the hoop bar

(d) 300 mm

18.4.2.4 في طرفي الكمرة ، يتم توفير الكانات على طول لا يقل عن 2h تقاس من وجه العنصر الداعم نحو منتصف البحر. يجب أن يكون موقع الكانة الأولى لا يزيد عن 50 mm من وجه العنصر الداعم. يجب ألا تتجاوز المسافات بين الكانات أصغر من (أ) خلال (د):

(أ) $d/4$

(ب) ثمانية أضعاف قطر أصغر سيخ طولي مغلق

(ج) 24 مرة قطر سيخ معكوف

(د) 300 mm

18.4.2.5 Transverse reinforcement spacing shall not exceed $d/2$ throughout the length of the beam.

18.4.2.5 يجب ألا تتجاوز التباعد بين التسليح العرضي $d/2$ خلال طول الكمرة.

COMMENTARY

التعليق

R18.4.2 الكمرة ، وفقاً لـ 18.4.2.3 (أ) ، يتم تحديد قوة القص يؤخذ من مخطط الجسم الحر التي تم الحصول عليها من خلال قطع نهايات الكمرة ، مع عزوم نهاية يفترض تساوي القوة لحظة الاسمية تعمل في انحناء عكسي الانحناء، سواء في اتجاه عقارب الساعة وعكس اتجاه عقارب الساعة. يوضح الشكل R18.4.2 واحداً فقط من الخيارين اللذين سينظر فيهما لكل كمرة. لتحديد الحد الأقصى لقص للكمرة، يفترض أن قوتها الزمنية الاسمية $\phi = 1.0$ لعزم (يتم تطويرها في وقت واحد على طرفي نطاقها الواضح. كما هو موضح في الشكل R.4.4.2 ، يضاف القص المرتبط بهذه الشرط $[M_n l / n] + M_{nr}$ جبرياً إلى القص بسبب أحمال الجاذبية المحسوبة للحصول على القص التصميمي للكمرة. بالنسبة للمثال الموضح، فقد تم توزيع كل من وحدة الحمل الميت والحمولة الحية WL موزعة بشكل موحد. أثار E بالتمثيل عمودياً يتم تضمينها إذا تطلب الأمر من قبل كود البناء العام. الحكم 18.4.2.3 (ب) قواعد V_u على تركيبة الحمولة بما في ذلك تأثير الزلزال E ، الذي ينبغي مضاعفته. على سبيل المثال، مجموعة التحميل المحددة بواسطة (5.3.1.e) Eq. سيكون

$$U = 1.2D + 2.0E + 1.0L + 0.2S$$

حيث E هي القيمة المحددة بواسطة كود البناء العام. يُسمح بتخفيض عامل 1.0 المطبق على L إلى 0.5 وفقاً لـ 5.3.3. مطلوب التسليح للمقطع العرضي في نهايات الكمرة لتكون الأطواق. في معظم الحالات، يكون التسليح العرضي المطلوب بـ 18.4.2.3 لقوة القص للتصميم أكثر من المطلوب في 18.4.2.4. قد تخضع الكمرة لقوة انضغاطية محورية بسبب الإجهاد المسبق أو الأحمال التطبيقية. الغرض من المتطلبات الإضافية في 18.4.2.6 هو توفير الدعم الجانبي للكمرة الطولية.

CODE

الكود

18.4.2.6 In beams having factored axial compressive force exceeding $Agfc'/10$, transverse reinforcement required by 18.4.2.5 shall conform to 25.7.2.2 and either 25.7.2.3 or 25.7.2.4. 18.4.2.6 In beams having factored axial compressive force exceeding $Agfc'/10$, transverse reinforcement required by 18.4.2.5 shall conform to 25.7.2.2 and either 25.7.2.3 or 25.7.2.4.

18.4.2.6 في الكمرات التي لها قوة ضغط محورية مصعدة تتجاوز $Agfc' / 10$ ، يجب أن يتوافق التسليح العرضي المطلوب بموجب 18.4.2.5 مع 25.7.2.2 و 25.7.2.3 أو 25.7.2.4.

COMMENTARY

التعليق

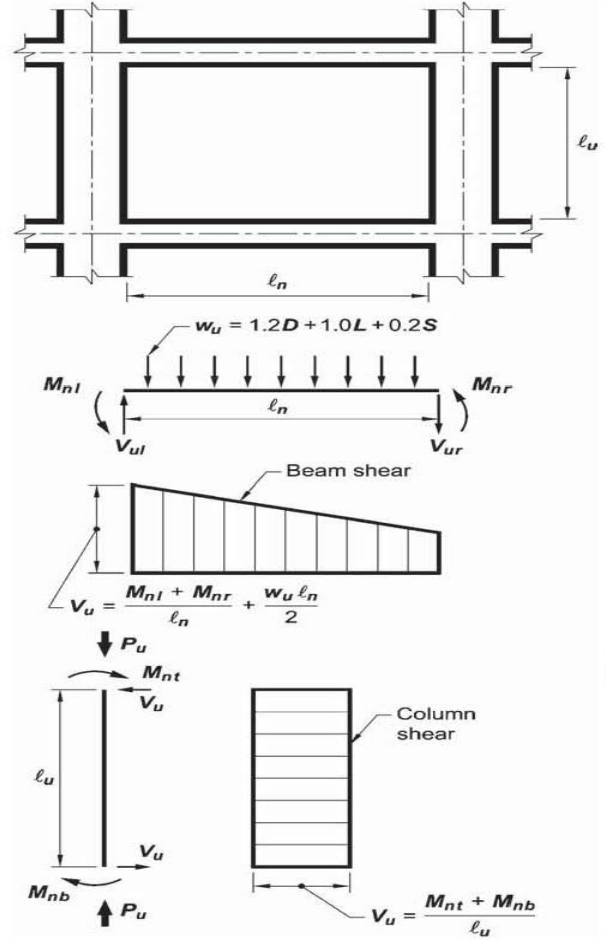


Fig. R18.4.2—Design shears for intermediate moment frames.

الشكل - R18.4.2. تصميم القص لإطارات العزوم الوسطية.

18.4.3 Columns

18.4.3 الأعمدة

18.4.3.1 ϕV_n shall be at least the lesser of (a) and (b):

(a) The shear associated with development of nominal moment strengths of the column at each restrained end of the unsupported length due to reverse curvature bending. Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the highest flexural strength (b) The maximum shear obtained from factored load combinations that include E, with $\Omega_o E$ substituted for E

8.4.3.1 يجب أن يكون ϕV_n على الأقل أقل من (أ) و (ب):

(أ) القص المرتبط بتثبيت القوة الاسمية للعزم للعمود عند كل طرف مقيد من الطول الغير مدعم بسبب الانحناء العكسي. يتم حساب قوة الانحناء للعمود للقوة المحورية المصعدة، بما يتماشى مع اتجاه القوى الجانبية التي يتم النظر فيها ، مما ينتج عنه أعلى قوة أنحناء (ب) أقصى قص الذي تم الحصول عليه والذي تم الحصول عليه من تراكيب الاحمال المصعدة التي تشمل E ، مع استبدال $\Omega_o E$

R18.4.3 Columns—According to 18.4.3.1(a), the factored shear force is determined from a free-body diagram obtained by cutting through the column ends, with end moments assumed equal to the nominal moment strengths acting in reverse curvature bending, both clockwise and counterclockwise. Figure R18.4.2 demonstrates only one of the two options that are to be considered for every column. The factored axial force P_u should be chosen to develop the largest moment strength of the column within the range of design axial forces. Provision 18.4.3.1(b) for columns is similar to 18.4.2.3(b) for beams except it bases V_u on load combinations including the earthquake effect E, with E increased by the overstrength factor Ω_o rather than the factor 2.0. In ASCE/SEI 7, $\Omega_o = 3.0$ for intermediate moment frames. The higher factor for columns relative to beams is because of greater concerns about shear failures in columns. Transverse reinforcement at the ends of columns is required to be spirals or hoops. The amount of transverse reinforcement at the ends must satisfy both 18.4.3.1 and 18.4.3.2. Note that hoops require seismic hooks at both ends. Discontinuous structural walls and other stiff members can impose large axial forces on supporting columns during earthquakes. The required transverse reinforcement in 18.4.3.6 is to improve column toughness under anticipated demands. The factored axial compressive force related to earthquake effect should include the factor Ω_o if required by the general building code.

CODE

الكود

18.4.3.2 Columns shall be spirally reinforced in accordance with Chapter 10 or shall be in accordance with 18.4.3.3 through 18.4.3.5. Provision 18.4.3.6 shall apply to all columns supporting discontinuous stiff members.

18.4.3.2 يجب أن تكون الأعمدة المسلحة حلزونية وفقاً للفصل 10 أو تكون وفقاً لـ 18.4.3.3 حتى 18.4.3.5. يسري الحكم 18.4.3.6 على جميع الأعمدة التي تدعم العناصر الجاسنة الغير متصلة.

18.4.3.3 At both ends of the column, hoops shall be provided at spacing so over a length ℓ_o measured from the joint face. Spacing so shall not exceed the smallest of (a) through (d):

(a) 8 times the diameter of the smallest longitudinal bar enclosed

(b) 24 times the diameter of the hoop bar

(c) One-half of the smallest cross-sectional dimension of the column

(d) 300 mm.

Length ℓ_o shall not be less than the greatest of (e), (f), and (g):

(e) One-sixth of the clear span of the column

(f) Maximum cross-sectional dimension of the column

(g) 450 mm.

18.4.3.3 في طرفي العمود ، يتم توفير الكانات على مسافات بحيث يتم ℓ_o قياس طولها من وجه المفصل. يجب ألا يزيد التباعد عن الأصغر من (أ) إلى (د):

(أ) 8 أضعاف قطر أصغر سيخ طولي مغلق

(ب) 24 مرة قطر سيخ معكوف

(ج) نصف أصغر بعد للمقطع العرضي للعمود

(د) 300 mm

يجب ألا يقل الطول " ℓ_o " عن (e) و (f) و (g):

(هـ) سدس المسافة الصافية للعمود

(و) أقصى بعد للمقطع العرضي للعمود

(ز) 450 mm

18.4.3.4 The first hoop shall be located not more than $s_o/2$ from the joint face.

18.4.3.4 يجب ألا توضع الكانة الاولى أكثر من $s_o/2$ من وجه المفصل.

18.4.3.5 Outside of length ℓ_o , spacing of transverse reinforcement shall be in accordance with 10.7.6.5.2.

18.4.3.5 خارج طول المسافة ℓ_o ، يجب أن يكون تباعد التسليح العرضي طبقاً لـ 10.7.6.5.2.

COMMENTARY

التعليق

18.4.3.2 الأعمدة - وفقاً لـ 18.4.3.1 (a) ، يتم تحديد قوة القص المحسوبة من مخطط حر للجسم يتم الحصول عليه من خلال قطع نهايات الأعمدة ، مع افتراض أن عزوم النهاية تعادل قوة لحظة العزم الاسمية التي تعمل في الانحناء العكسي ، سواء في اتجاه عقارب الساعة وعكس اتجاه عقارب الساعة. يوضح الشكل R.4.4.2 واحداً فقط من الخيارين اللذين سيتم النظر فيهما لكل عمود. يجب أن يتم اختيار القوة المحورية المختبرة P_u لتثبيت أكبر قوة للعزم في العمود ضمن نطاق قوى التصميم المحورية. يتشابه الحكم 18.4.3.1 (b) للأعمدة مع 18.4.2.3 (b) للكمرة، فيما عدا قواعد V_u على تركيبات الحمل بما في ذلك تأثير الزلزال E ، مع زيادة E بمعامل $overstrength$ بدلا من العامل 2.0. في 7 / $ASCE / SEI$ ، $\Omega_o = 3.0$ للإطارات الفورية المتوسطة. إن العامل الأعلى للأعمدة المتعلقة بالكمرة يرجع إلى مخاوف أكبر بشأن إخفاقات القص في الأعمدة. مطلوب التسليح العرضي في نهايات الأعمدة أن تكون حلزونية أو الأطواق. يجب أن تفي كمية التسليح العرضي في النهايات بكل من 18.4.3.1 و 18.4.3.2. لاحظ أن الأطواق تتطلب خطافات زلزالية عند كلا الطرفين. يمكن للجدران الهيكلية المتقطعة و العناصر المتصلبين الآخرين فرض قوى محورية كبيرة على أعمدة الدعم أثناء الزلازل. التسليح العرضي المطلوب في 18.4.3.6 هو تحسين صلابة العمود في ظل المتطلبات المتوقعة. يجب أن تتضمن القوة المحورية الانضغاطية المحسوبة المتعلقة بتأثير الزلزال العامل Ω_o إذا تطلب ذلك كود المبنى العام.

CODE

الكود

18.4.3.6 Columns supporting reactions from discontinuous stiff members, such as walls, shall be provided with transverse reinforcement at the spacing so in accordance with 18.4.3.3 over the full height beneath the level at which the discontinuity occurs if the portion of factored axial compressive force in these members related to earthquake effects exceeds $A_g f_c' / 10$. If design forces have been magnified to account for the overstrength of the vertical elements of the seismic-force-resisting system, the limit of $A_g f_c' / 10$ shall be increased to $A_g f_c' / 4$. Transverse reinforcement shall extend above and below the column in accordance with 18.7.5.6(b).

18-4-3-6 يجب أن تزود الأعمدة التي تدعم ردود الأفعال من العناصر الجاسنة مثل الجدران بتسليح عرضي عند التباعد ، بحيث يتم ذلك طبقاً لـ 18.4.3.3 على طول الارتفاع الكامل تحت المستوى الذي يحدث عنده الانقطاع إذا كان جزء من قوة الضغط المحوري المصعد في هؤلاء العناصر المتعلقة بتأثيرات الزلازل يتجاوز $10 / A_g f_c'$. إذا تم تضخيم القوى التصميمية لحساب مقاومة العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الزلزالية، فإن الحد الأقصى لـ $10 / A_g f_c'$ سيتم زيادته إلى $4 / A_g f_c'$. يمتد التسليح العرضي فوق وتحت العمود وفقاً لـ 18.7.5.6 (ب).

18.4.4 Joint

18.4.4 المفصل (العقدة)

18.4.4.1 Beam-column joints shall have transverse reinforcement conforming to Chapter 15.

18.4.4.1 يجب أن يكون للمفاصل عمود - كمرة تسليح عرضي يتوافق مع الفصل 15.

18.4.5 Two-way slabs without beams

18.4.5 بالطات ذات اتجاهين بدون كمرات

COMMENTARY

التعليق

R18.4.5 Two-way slabs without beams—Section 18.4.5 applies to two-way slabs without beams, such as flat plat Using load combinations of Eq. (5.3.1e and (5.3.1g) may result in moments requiring top and bottom reinforcement at the supports. The moment M_{sc} refers, for a given design load combination with E acting in one horizontal direction, to that portion of the factored slab moment that is balanced by the supporting members at a joint. It is not necessarily equal to the total design moment at the support for a load combination including earthquake effect. In accordance with 8.4.2.3.3, only a fraction of the moment M_{sc} is assigned to the slab effective width. For edge and corner connections, flexural reinforcement perpendicular to the edge is not considered fully effective unless it is placed within the effective slab width (ACI 352.1R; Pan and Moehle 1989). Refer to Fig. R18.4.5.1. Application of the provisions of 18.4.5 is illustrated in Fig. R18.4.5.2 and R18.4.5.3

18.4.5 البلاطة ذات اتجاهين بدون كمره - ينطبق القسم 18.4.5 على البلاطة ذات اتجاهين بدون كمره ، مثل البلاطات المسطحة ستخدّام تركيبات الحمولة من Eq. قد ينتج عن (5.3.1 e) و (5.3.1 g) عزوم تتطلب تسليحا علوياً وقاعياً عند الدعامات. تشير عزم M_{sc} ، إلى تركيبة حمولة تصميم معينة مع E تتصرف في اتجاه أفقي واحد ، إلى ذلك الجزء من عزم بلوك العامل الذي يتم موازنته من قبل العناصر الداعمين في المفصل . ليس بالضرورة أن يكون مساوياً عزم التصميم الكلية عند دعم تركيبة الحمولة بما في ذلك تأثير الزلازل . وفقاً لـ 8.4.2.3.3 ، يتم تعيين جزء صغير فقط من عزم M_{sc} للعرض الفعال للبلاطة . بالنسبة إلى وصلات الحافة والزاوية ، لا يعتبر التسليح المرن عمودياً على الحافة فعالاً تماماً ما لم يتم وضعه ضمن عرض البلاطة الفعالة (1989 Pan and Moehle 1R ؛ ACI) 352. ارجع إلى الشكل R.4.4.5.1. ويوضح الشكل 18-4-5-2 و 18.4.5.3 تطبيق أحكام البند 18.4.5.

CODE

الكود

18.4.5.1 Factored slab moment at the support including earthquake effects, E , shall be calculated for load combinations given in Eq. (5.3.1e) and (5.3.1g). Reinforcement to resist M_{sc} shall be placed within the column strip defined in 8.4.1.5.

18.4.5.1 يحسب عزم البلاطة المصعد عند الركيزة بما في ذلك تأثيرات الزلازل، E ، من أجل تراكيب الحمل المعطاة في المعادلة (5.3.1e) و (5.3.1g). يجب وضع التسليح لمقاومة M_{sc} داخل شريحة العمود المحدد في 8.4.1.5.

18.4.5.2 Reinforcement placed within the effective width given in 8.4.2.3.3 shall be designed to resist $\gamma f M_{sc}$. Effective slab width for exterior and corner connections shall not extend beyond the column face a distance greater than c_t measured perpendicular to the slab span.

18.4.5.2 يجب أن يتم تصميم التسليح الواقع ضمن العرض الفعال المعطى في 8.4.2.3.3 لمقاومة $\gamma f M_{sc}$. لا يجب أن يمتد العرض الفعال للبلاطة للوصلات الخارجية والركنية إلى أبعد من وجه العمود بمسافة أكبر من c_t المقاس عمودياً على امتداد البلاطة.

18.4.5.3 At least one-half of the reinforcement in the column strip at the support shall be placed within the effective slab width given in 8.4.2.3.3

18.4.5.3 يجب وضع ما لا يقل عن نصف التسليح في شريحة العمود عند الركيزة ضمن عرض البلاطة الفعال الوارد في 8.4.2.3.3

18.4.5.4 At least one-fourth of the top reinforcement at the support in the column strip shall be continuous throughout the span.

18.4.5.4 يجب أن يكون ربع التسليح العلوي على الأقل عند الركيزة في شريحة العمود مستمراً على طول البحر.

18.4.5.5 Continuous bottom reinforcement in the column strip shall be at least one-third of the top reinforcement at the support in the column strip.

18.4.5.5 يجب أن يكون التسليح السفلي المستمر في شريحة العمود على الأقل ثلث التسليح العلوي عند الركيزة في شريحة العمود.

18.4.5.6 At least one-half of all bottom middle strip reinforcement and all bottom column strip reinforcement at midspan shall be continuous and shall develop f_y at the face of support as defined in 8.10.3.2.1.

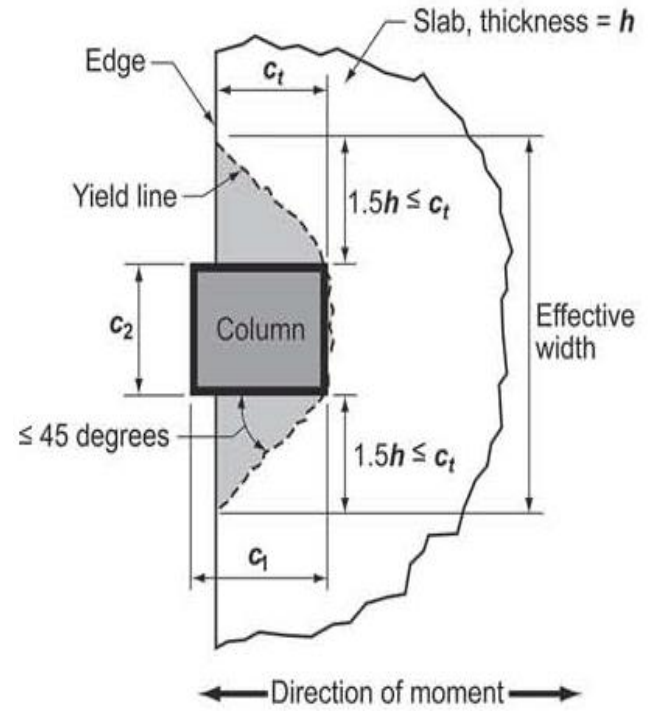
18.4.5.6 يجب أن يكون نصف التسليح السفلي للشريحة الوسطية على الأقل وجميع التسليح السفلي لشريحة العمود في منتصف البحر متواصلة ويجب أن تثبتت f_y عند وجه الركيزة كما هو محدد في 8.10.3.2.1.

18.4.5.7 At discontinuous edges of the slab, all top and bottom reinforcement at the support shall be developed at the face of support as defined in 8.10.3.2.1

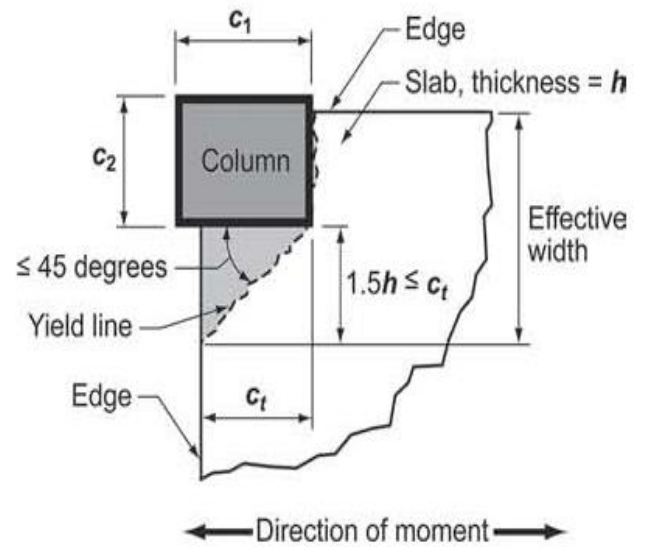
18.4.5.7 عند الأطراف الغير مستمرة للبلاطة، يجب تثبيت جميع التسليح العلوي والسفلي عند الركيزة وفقاً لما هو محدد في 8.10.3.2.1

COMMENTARY

التعليق



(a) Edge connection



(b) Corner connection

Fig. R18.4.5.1—Effective width for reinforcement placement in edge and corner connections.

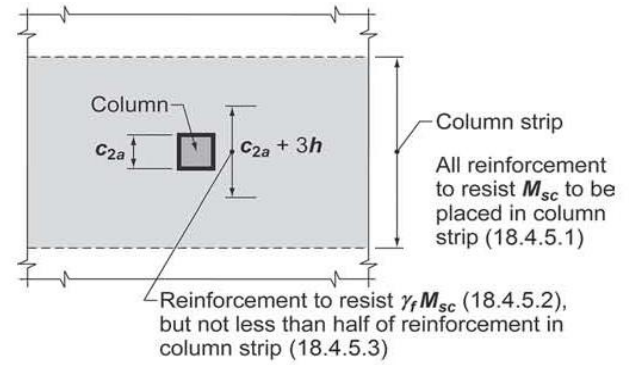
الشكل - R18.4.5.1: العرض الفعال لموضع التسليح في وصلات الحافة والزوايا.

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق



Note: Applies to both top and bottom reinforcement

Fig. R18.4.5.2 Location of reinforcement in slabs.

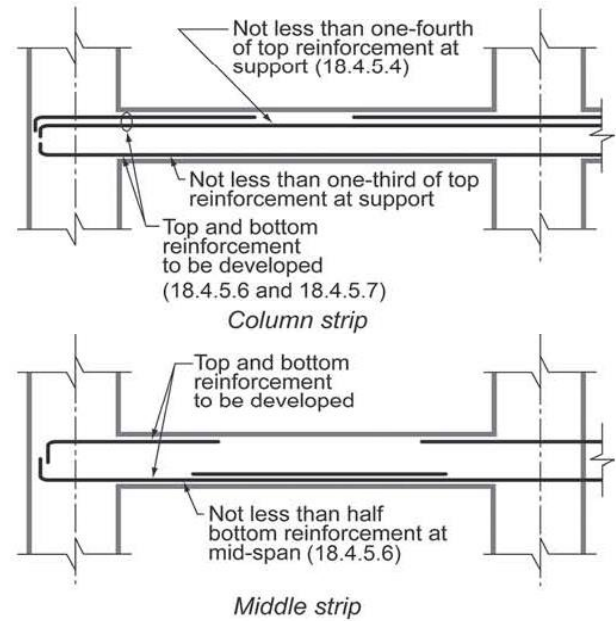


Fig. R18.4.5.3 Arrangement of reinforcement in slabs.

Fig. R18.4.5.3—Arrangement of reinforcement in slabs

الشكل رقم - R18.4.5.3 ترتيب التسليح في البلاطات

18.4.5.8 At the critical sections for columns defined in 22.6.4.1, two-way shear caused by factored gravity loads shall not exceed $0.4\phi V_c$, where V_c shall be calculated in accordance with 22.6.5. This requirement need not be satisfied if the slab satisfies 18.14.5

18.4.5.8 في المقاطع الحرجة للأعمدة المحددة في 22.6.4.1 ، يجب ألا يتجاوز القص الثاني الناتج عن الاحمال الرأسية المصعدة $0.4\phi V_c$ ، حيث يتم حساب V_c وفقاً لـ 22.6.5. لا يلزم استيفاء هذا الشرط إذا كانت البلاطة مستوفية لـ 18.14.5

R18.4.5.8 The requirements apply to two-way slabs that are designated part of the seismic-force-resisting system. Slab-column connections in laboratory tests (Pan and Moehle 1989) exhibited reduced lateral displacement ductility when the shear at the column connection exceeded the recommended limit. Slab-column connections also must satisfy shear and moment strength requirements of Chapter 8 under load combinations including earthquake effect.

R18.4.5.8 تنطبق المتطلبات على البلاطات ذات الاتجاهين التي تم تخصيصها كجزء من نظام مقاومة الزلازل. أظهرت وصلات عمود البلاطة في الاختبارات المعملية (Pan and Moehle 1989) انخفاض قابلية الإزاحة الجانبية عندما تجاوز القص عند وصلة العمود الحد الموصى به. كما يجب أن تلبى وصلات عمود البلاطة متطلبات مقاومة القص و مقاومة العزم في الفصل 8 في مجموعات الحمل بما في ذلك تأثير الزلزال.

CODE

الكود

18.5—Intermediate precast structural walls

18.5 - جدران القص المتوسطة مسبقة الصب

18.5.1 Scope

18.5.1 المجال

18.5.1.1 This section shall apply to intermediate precast structural walls forming part of the seismic-force-resisting system.

18.5.1.1 ينطبق هذا القسم على جدران القص المتوسطة مسبقة الصب التي تشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية.

18.5.2 General

18.5.2 عام

18.5.2.1 In connections between wall panels, or between wall panels and the foundation, yielding shall be restricted to steel elements or reinforcement.

18.5.2.1 في الوصلات بين بلاطات الجدران ، أو بين بلاطات الجدران والأساس ، يجب أن يقتصر الخضوع على عناصر الفولاذ أو التسليح.

18.5.2.2 For elements of the connection that are not designed to yield, the required strength shall be based on 1.5Sy of the yielding portion of the connection.

18.5.2.2 بالنسبة لعناصر المتصلة الغير مصممة للخضوع ، يجب أن تستند القوة المطلوبة إلى 1.5Sy للجزء الخاضع من الاتصال.

18.5.2.3 In structures assigned to SDC D, E, or F, wall piers shall be designed in accordance with 18.10.8 or 18.14.

18.5.2.3 في المنشآت المسندة إلى SDC D أو E أو F ، تصمم ركائز الجدران وفقاً لـ 18.10.8 أو 18.14.

18.6—Beams of special moment frames

18.6 - كمرات لأطارات عزم خاص

18.6.1 Scope

18.6.1 المجال

COMMENTARY

التعليق

R18.5—Intermediate precast structural walls

Connections between precast wall panels or between wall panels and the foundation are required to resist forces induced by earthquake motions and to provide for yielding in the vicinity of connections. When Type 2 mechanical splices are used to directly connect primary reinforcement, the probable strength of the splice should be at least 1.5 times the specified yield strength of the reinforcement.

R18.5 - جدران القص الوسيطة المسبقة الصب

يلزم إجراء وصلات بين البلاطة الجدران الجاهزة أو بين البلاطة الجدران والأساس لمقاومة القوى الناجمة عن حركات الزلازل والرجوع للخضوع في المناطق القريبة من الوصلات. عند استخدام الميكانيكا من النمط 2 لوصلات التسليح الأولي بشكل مباشر، يجب أن تكون المقاومة المحتملة للتقطيع على الأقل 1.5 مرة من قوة الخضوع المحددة للتسليح.

R18.6—Beams of special moment frames

R18.6 — كمرات لأطارات عزم خاص

R18.6.1 Scope—This section applies to beams of special moment frames resisting lateral loads induced by earthquake motions. In previous Codes, any frame member subjected to a factored axial compressive force exceeding $(Agfc'/10)$ under any load combination was to be proportioned and detailed as described in 18.7. In the 2014 Code, all requirements for beams are contained in 18.6 regardless of the magnitude of axial compressive force. This Code is written with the assumption that special moment frames comprise horizontal beams and vertical columns interconnected by beam-column joints. It is acceptable for beams and columns to be inclined provided the resulting system behaves as a frame—that is, lateral resistance is provided primarily by moment transfer between beams and columns rather than by strut or brace action.

CODE

الكود

18.6.1.1 This section shall apply to beams of special moment frames that form part of the seismic-force-resisting system and are proportioned primarily to resist flexure and shear.

18.6.1.1 ينطبق هذا القسم على الكمرات لأطارات عزم خاص التي تشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية وتتناسب في المقام الأول مع مقاومة الانحناء والقص.

18.6.1.2 Beams of special moment frames shall frame into columns of special moment frames satisfying 18.7.

18.6.1.2 يجب تثبيت الكمرات لأطارات عزم خاص الى أعمدة أطارات عزم خاص التي تلي 18.7.

18.6.2 Dimensional limits

18.6.2 حدود الأبعاد

18.6.2.1 Beams shall satisfy (a) through (c):

- (a) Clear span ℓ_n shall be at least $4d$
(b) Width b_w shall be at least the lesser of $0.3h$ and 10 in. (c) Projection of the beam width beyond the width of the supporting column on each side shall not exceed the lesser of c_2 and $0.75c_1$.

18.6.2.1 يجب أن تستوفي الكمرات من (أ) إلى (ج):

- (أ) يجب أن يكون الطول الصافي على الأقل $4d$
(ب) يجب أن يكون العرض b_w على الأقل أقل من $0.3h$ و 10 بوصة
(ج) يجب ألا يتجاوز عرض الكمرات الساقطة خارج عرض العمود الداعم على كل جانب أقل من c_2 و $0.75c_1$

COMMENTARY

التعليق

In special moment frames, it is acceptable to design beams to resist combined moment and axial force as occurs in beams that act both as moment frame members and as chords or collectors of a diaphragm. It is acceptable for beams of special moment frames to cantilever beyond columns, but such cantilevers are not part of the special moment frame that forms part of the seismic-force-resisting system. It is acceptable for beams of a special moment frame to connect into a wall boundary if the boundary is reinforced as a special moment frame column in accordance with 18.7. A concrete braced frame, in which lateral resistance is provided primarily by axial forces in beams and columns, is not a recognized seismic-force-resisting system.

R18.6.1 النطاق - ينطبق هذا القسم على كمرات من إطارات عزم الخاصة التي تقاوم الأحمال الجانبية الناجمة عن حركات الزلازل. في الاكود السابقة، كان أي عضو إطار خاضع لقوة انضغاط محوري مختبرة تتجاوز $(Agfc')$ (10) تحت أي تركيبة حمولة يجب أن يكون متناسباً ومفصلاً كما هو موضح في 18.7. في كود 2014، ترد جميع متطلبات الكمرات في 18.6 بغض النظر عن حجم قوة الانضغاط المحوري. تمت كتابة هذه الكود بافتراض أن إطارات عزم الخاصة تضم الكمرات الأفقية والأعمدة الرأسية المترابطة بواسطة مفاصل عمود الكمرات. من المقبول أن تكون الكمرات والأعمدة مائلة شريطة أن يتصرف النظام الناتج كإطار - أي أن المقاومة الجانبية يتم توفيرها في المقام الأول عن طريق نقل الحركة بين الكمرات والأعمدة بدلاً من عمل الدعامة أو الدعامة. في إطارات العزم الخاصة، من المقبول تصميم الكمرات لمقاومة العزم والقوة المحورية المشتركة كما يحدث في الكمرات التي تعمل كعناصر في إطار زمني وشدادات أو جامعات للأغشية. من المقبول لكمرات الأطر الخاصة لعزوم أن تكون ناتئة خارج الأعمدة، لكن مثل هذه الكابلات ليست جزءاً من الإطار الزمني الخاص الذي يشكل جزءاً من نظام مقاومة الزلازل. من المقبول أن تكون الكمرات ذات العزم الخاص متصلة بجدار حائط إذا تم تعزيز الحدود كعمود ذات العزم خاص وفقاً لـ 18.7. الأطر الخرساني، الذي يتم فيه توفير المقاومة الجانبية بالدرجة الأولى من خلال القوى المحورية في الكمرات والأعمدة، ليس نظاماً مقاوماً لمقاومة الزلازل.

R18.6.2 Dimensional limits—Experimental evidence (Hirosawa 1977) indicates that, under reversals of displacement into the nonlinear range, behavior of continuous members having length-to-depth ratios of less than 4 is significantly different from the behavior of relatively slender members. Design rules derived from experience with relatively slender members do not apply directly to members with length-to-depth ratios less than 4, especially with respect to shear strength. Geometric constraints indicated in 18.6.2.1(b) and (c) were derived from practice and research (ACI 352R) on reinforced concrete frames resisting earthquake-induced forces. The limits in 18.6.2.1(c) define the maximum beam width that can effectively transfer forces into the beam-column joint. An example of maximum effective beam width is shown in Fig. R18.6.2.

R18.6.2 حدود الأبعاد - تشير الأدلة التجريبية (Hirosawa 1977) إلى أنه، في ظل انعكاسات النزوح في المدى اللاخطي، يختلف سلوك العناصر المتصلين الذين لديهم نسب طول إلى عمق أقل من 4 بشكل كبير عن سلوك العناصر النحيلة نسبياً. لا تنطبق قواعد التصميم المشتقة من التجربة مع العناصر النحيلة نسبياً على العناصر الذين لديهم نسب طول إلى عمق أقل من 4، خاصة فيما يتعلق بمقاومة القص. استمدت القيود الهندسية المشار إليها في 18.6.2.1 (b) و (c) من الممارسة والبحوث (ACI 352R) على إطارات خرسانية مسلحة تقاوم قوى الزلازل. حدود 18.6.2.1 (ج) تحدد عرض الكمرات القصوى التي يمكن أن تنقل القوى بشكل فعال إلى مفصل عمود الكمرات. ويرد مثال على عرض الكمرات الفعالة القصوى في الشكل R.18.6.2.

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

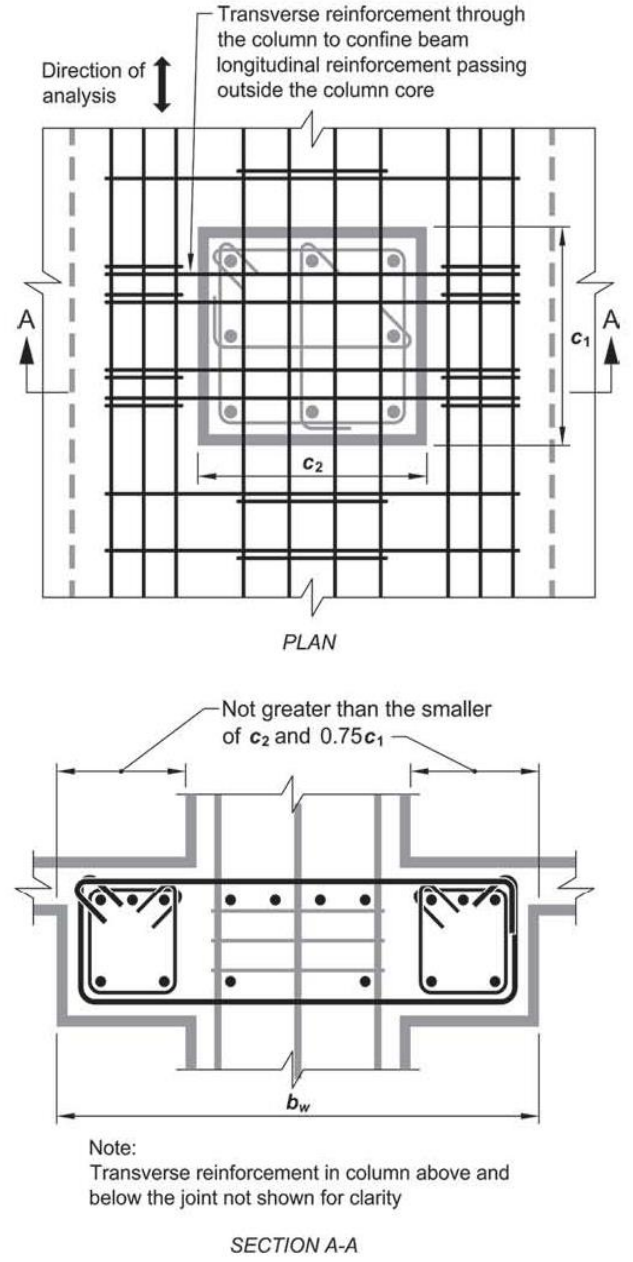


Fig. R18.6.2 Maximum effective width of wide beam and required transverse reinforcement.

الشكل - R18.6.2 : العرض الفعال الأقصى للكمرة العريضة و التسليح العرضي المطلوب.

CODE

الكود

18.6.3 Longitudinal reinforcement

18.6.3 التسليح الطولي

18.6.3.1 Beams shall have at least two continuous bars at both top and bottom faces. At any section, for top as well as for bottom reinforcement, the amount of reinforcement shall be at least that required by 9.6.1.2 and the reinforcement ratio ρ shall not exceed 0.025.

18.6.3.1 يجب أن تحتوي الكمرات على سيخين متواصلين على الأقل في الوجهين العلوي والسفلي. في أي مقطع، بالنسبة للأعلى وكذلك التسليح السفلي، يجب أن تكون كمية التسليح على الأقل التي تتطلبها 9.6.1.2 وأن لا تزيد نسبة التسليح عن 0.025.

18.6.3.2 Positive moment strength at joint face shall be at least one-half the negative moment strength provided at that face of the joint. Both the negative and the positive moment strength at any section along member length shall be at least one-fourth the maximum moment strength provided at face of either joint.

18.6.3.2 يجب أن تكون قوة العزم الموجب عند وجه المفصل نصف قوة العزم السالب على الأقل عند وجه المفصل. يجب أن تكون كل من القوة الموجبة والسالبة للعزم في أي مقطع بطول العنصر على الأقل ربع قوة أقصى عزم متوفر في وجه أي من الطرفين.

18.6.3.3 Lap splices of deformed longitudinal reinforcement shall be permitted if hoop or spiral reinforcement is provided over the lap length. Spacing of the transverse reinforcement enclosing the lap-spliced bars shall not exceed the lesser of $d/4$ and 4 in. Lap splices shall not be used in locations (a) through (c):

- (a) Within the joints
- (b) Within a distance of twice the beam depth from the face of the joint
- (c) Within a distance of twice the beam depth from critical sections where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior

18.6.3.3. يسمح بتوصيلات المتداخلة من التسليح الطولي المحلزن إذا تم توفير الطوق أو التسليح الحلزوني على طول التداخل. يجب ألا يزيد التباعد بين التسليح العرضي المغلق لأسياخ التوصيل المتداخل على أقل من $d/4$ و 4 بوصة. لا يسمح استخدام توصيلات التداخل في المواقع من

(أ) إلى (ج):

(أ) داخل المفاصل

(ب) ضمن مسافة ضعفين من عمق الكمرة من وجه المفصل

(ج) ضمن مسافة ضعفين من عمق الكمرة من المقاطع الحرجة حيث من

المرجح أن يحدث خضوع الانحناء نتيجة للأزاحة الجانبية إلى بعد مجال السلوك المرن.

COMMENTARY

التعليق

R18.6.3 Longitudinal reinforcement

R18.6.3 التسليح الطولي

R18.6.3.1 The limiting reinforcement ratio of 0.025 is based primarily on considerations of reinforcement congestion and, indirectly, on limiting shear stresses in beams of typical proportions.

R18.6.3.1 تعتمد نسبة التسليح المقيدة البالغة 0.025 في المقام الأول على اعتبارات ازدحام التسليح، وبشكل غير مباشر على الحد من إجهادات القص في كمرة ذات نسب نموذجي.

R18.6.3.3 Lap splices of reinforcement are prohibited along lengths where flexural yielding is anticipated because such splices are not reliable under conditions of cyclic loading into the inelastic range. Transverse reinforcement for lap splices at any location is mandatory because of the potential of concrete cover spalling and the need to confine the splice.

CODE

الكود

18.6.3.4 Mechanical splices shall conform to 18.2.7 and welded splices shall conform to 18.2.8.

18.6.3.4 يجب أن تتطابق التوصيلات الميكانيكية مع 18.2.7 ويجب أن تتوافق التوصيلات الملحومة مع 18.2.8.

18.6.3.5 Unless used in a special moment frame as permitted by 18.9.2.3, prestressing shall satisfy (a) through (d):

(a) The average prestress f_{pc} calculated for an area equal to the least cross-sectional dimension of the beam multiplied by the perpendicular cross-sectional dimension shall not exceed the lesser of 3.5 MPa and $f_c'/10$.

(b) Prestressing steel shall be unbonded in potential plastic hinge regions, and the calculated strains in prestressing steel under the design displacement shall be less than 0.01.

(c) Prestressing steel shall not contribute more than one-fourth of the positive or negative flexural strength at the critical section in a plastic hinge region and shall be anchored at or beyond the exterior face of the joint.

(d) Anchorages of post-tensioning tendons resisting earthquake-induced forces shall be capable of allowing tendons to withstand 50 cycles of loading, with prestressed reinforcement forces bounded by 40 and 85 percent of the specified tensile strength of the prestressing steel.

18.6.3.5 ما لم يتم استخدامه في إطار عزم خاص كما هو مسموح به في 18.9.2.3 ، يجب أن يستوفي الإجهاد المسبق من (أ) إلى (د):
(أ) يجب ألا يتجاوز f_{pc} متوسط الإجهاد المسبق المحسوب لمساحة مساوية لأقل بعد للمقطع العرضي للكمرة مضروباً في البعد المتعامد للمقطع العرضي ، أقل من 3.5 MPa و $f_c' / 10$. (ب) لا يتم فك فولاذ الإجهاد المسبق في مناطق المفصلات اللدنة المحتملة، ويجب أن تكون الانفعالات المحسوبة في فولاذ الإجهاد المسبق تحت الاراحة التصميمية أقل من 0.01.

(ج) لا يساهم الفولاذ مسبق الإجهاد أكثر من ربع قوة الانحناء الموجبة والسالبة في المقطع الحرج في منطقة المفصلات اللدنة، ويجب أن يكون مثبتاً في أو خارج الوجه الخارجي للمفصل.

(د) تكون تثبيطات كابلات لاحقة الشد التي تقاوم قوى الزلازل الناتجة قادرة على السماح للكابلات بتحمل 50 دورة من التحميل، مع تسليح قوى الإجهاد المسبق بنسبة 40 و 85 في المائة من قوة الشد المحددة للفولاذ مسبق الإجهاد.

COMMENTARY

التعليق

R18.6.3.5 These provisions were developed, in part, based on observations of building performance in earthquakes (ACI 423.3R). For calculating the average prestress, the least cross-sectional dimension in a beam normally is the web dimension, and is not intended to refer to the flange thickness. In a potential plastic hinge region, the limitation on strain and the requirement for unbonded tendons are intended to prevent fracture of tendons under inelastic earthquake deformation. Calculation of strain in the prestressing steel is required considering the anticipated inelastic mechanism of the structure. For prestressing steel unbonded along the full beam span, strains generally will be well below the specified limit. For prestressing steel with short unbonded length through or adjacent to the joint, the additional strain due to earthquake deformation is calculated as the product of the depth to the neutral axis and the sum of plastic hinge rotations at the joint, divided by the unbonded length. The restrictions on the flexural strength provided by the tendons are based on the results of analytical and experimental studies (Ishizuka and Hawkins 1987; Park and Thompson 1977). Although satisfactory seismic performance can be obtained with greater amounts of prestressing steel, this restriction is needed to allow the use of the same response modification and deflection amplification factors as those specified in model codes for special moment frames without prestressing steel. Prestressed special moment frames will generally contain continuous prestressing steel that is anchored with adequate cover at or beyond the exterior face of each beam-column connection located at the ends of the moment frame.

Fatigue testing for 50 cycles of loading between 40 and 80 percent of the specified tensile strength of the prestressed reinforcement has been a long-standing industry practice (ACI 423.3R; ACI 423.7). The 80 percent limit was increased to 85 percent to correspond to the 1 percent limit on the strain in prestressed reinforcement. Testing over this range of stress is intended to conservatively simulate the effect of a severe earthquake. Additional details on testing procedures are provided in ACI 423.7.

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

18.6.4 Transverse reinforcement

18.6.4 التسليح العرضي

18.6.4.1 Hoops shall be provided in the following regions of a beam:

- Over a length equal to twice the beam depth measured from the face of the supporting column toward midspan, at both ends of the beam
- Over lengths equal to twice the beam depth on both sides of a section where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior

18.6.4.1 يجب توفير الكانات في المناطق التالية من الكمرة:

- على طول يساوي ضعف عمق الكمرة المقاسة من وجه العمود الداعم نحو منتصف البحر، على طرفي الكمرة
- على الأطوال مساوية لمرتين من عمق الكمرة على جانبي المقطع حيث من المرجح أن يحدث خضوع الانحناء نتيجة للأزاحة الجانبية إلى خارج مجال السلوك المرن

18.6.4.2 Where hoops are required, primary longitudinal reinforcing bars closest to the tension and compression faces shall have lateral support in accordance with 25.7.2.3 and 25.7.2.4. The spacing of transversely supported flexural reinforcing bars shall not exceed 350mm. Skin reinforcement required by 9.7.2.3 need not be laterally supported.

18.6.4.2 عندما تكون الكانات مطلوبة، يجب أن يكون أسياخ التسليح الرئيسية الطولية الأقرب إلى الشد وأوجه الضغط ذات دعم جانبي وفقاً لـ 25.7.2.3 و 25.7.2.4. يجب ألا يتجاوز التباعد بين أسياخ التسليح الانحناء المدعومة بشكل عكسي 350mm. لا يحتاج تسليح التغطية المطلوبة من 9.7.2.3 تدعيم جانبي.

18.6.4.3 Hoops in beams shall be permitted to be made up of two pieces of reinforcement: a stirrup having seismic hooks at both ends and closed by a crosstie. Consecutive crossties engaging the same longitudinal bar shall have their 90-degree hooks at opposite sides of the flexural member. If the longitudinal reinforcing bars secured by the crossties are confined by a slab on only one side of the beam, the 90-degree hooks of the crossties shall be placed on that side.

R18.6.3.5 تم تثبيت هذه الأحكام، جزئياً، استناداً إلى ملاحظات بناء الأداء في الزلازل. (ACI 423.3R) من أجل حساب متوسط الإجهاد المسبق، يكون البعد العرضي الأقل في الكمرة عادة البعد على الشفة، وليس المقصود منه الإشارة إلى سماكة الشفة. في منطقة المفصلات المرنة المحتملة، فإن القيد المفروض على الإجهاد ومتطلب الكابلات غير المحزومة يقصد به منع كسر web في ظل تشوه الزلازل غير المرن. مطلوب حساب التأثيرات الصعبة للانفعال في الفولاذ مسبقة الإجهاد النظر في الآلية غير مرن المتوقع للهيكل. بالنسبة للصلب المسبق المقاوم للصدأ غير المحمل على امتداد الكمرة الكاملة، تكون السلالات عموماً أقل بكثير من الحد المحدد. بالنسبة للصلب المضاد للاحتجاز ذو الطول القصير غير المجزأ خلال أو بالقرب من المفصل، يتم حساب التأثيرات الصعبة للانفعال الإضافية الناتجة عن تشوه الزلازل على أنها نتاج العمق إلى المحور المحايد ومجموع دورات المفصلات المرنة في المفصل، مقسوماً على الطول غير المحصور. تستند القيود على قوة الانثناء التي قدمتها الأوتار على نتائج الدراسات التحليلية والتجريبية (Ishizuka و Park and Hawkins 1987 و Thompson 1977) على الرغم من أنه يمكن الحصول على أداء زلزالي مرضي بكميات أكبر من الفولاذ مسبقة الإجهاد، إلا أن هذا القيد مطلوب للسماح باستخدام نفس عوامل تعديل الاستجابة وتعديل التضخيم كما هو محدد في كود النماذج لإطارات العزوم الخاصة بدون فولاذ مسبق الإجهاد. تحتوي إطارات العزوم الخاصة المسبقة الإجهاد بشكل عام على فولاذ إجهادي مستمر مثبت بغطاء مناسب على أو خارج الواجهة الخارجية لكل وصلة عمود الكمرة موجودة في نهايات الإطار الزمني اختبار لـ 50 دورة من التحميل بين 40 و 80 بالمانعة من المحدد كانت مقاومة الشد للتسليح السابق الإجهاد ممارسة صناعية قديمة (ACI 423.3R) ؛ (ACI 423.7) تم زيادة الحد 80 في المنة إلى 85 في المنة لتتوافق مع حد 1 في المنة على الإجهاد في التسليح قبل الإجهاد. اختبار هذا النطاق من الإجهاد يهدف إلى محاكاة تأثير الزلازل القوي. يتم توفير تفاصيل إضافية عن إجراءات الاختبار في ACI 423.7.

R18.6.4 Transverse reinforcement—Transverse

reinforcement is required primarily to confine the concrete and maintain lateral support for the reinforcing bars in regions where yielding is expected. Examples of hoops suitable for beams are shown in Fig. R18.6.4. In earlier Code editions, the upper limit on hoop spacing was the least of $d/4$, eight longitudinal bar diameters, 24 tie bar diameters, and 300 mm. The upper limits were changed in the 2011 edition because of concerns about adequacy of longitudinal bar buckling restraint and confinement in large beams. In the case of members with varying strength along the span or members for which the permanent load represents a large proportion of the total design load, concentrations of inelastic rotation may occur within the span. If such a condition is anticipated, transverse reinforcement is also required in regions where yielding is expected. Because spalling of the concrete shell might occur, especially at and near regions of flexural yielding, all web reinforcement is required to be provided in the form of closed hoops.

R18.6.4 التسليح العابر - يقتضي الأمر تسليح عابراً في المقام الأول لتحديد الخرسانة والحفاظ على الدعم الجانبي لقضبان التسليح في المناطق التي يتوقع فيها عائد. أمثلة من الأطواق المناسبة للكمره موضحة في الشكل. **R18.6.4** في الإصدارات السابقة من الكود، كان الحد الأعلى على تباعد الأطواق هو الأقل من $d/4$ ، وثمانية أقطار شريط طولية، و 24 شريط قطر ربط، و 300 mm. تم تغيير الحدود العليا في طبعة 2011 بسبب المخاوف حول كفاية الشريط الطولي عائق والحبس في الكمرة الكبيرة. في حالة العناصر الذين لديهم قوة متفاوتة على طول الامتداد أو العناصر الذين يمثل الحمل الدائم نسبة كبيرة من الحمل الكلي للتصميم، قد تحدث تركيزات من الدوران غير المرن خلال الامتداد. إذا كان مثل هذا الشرط متوقعاً، فإن التسليح العرضي مطلوب أيضاً في المناطق التي يتوقع فيها حدوث عائد. نظراً لأنه قد يحدث التشنج في القشرة الخرسانية، خاصة في المناطق القريبة من خضوع الانثناء، وبالقرب منها، يلزم تقديم جميع التسليح على الشفة على شكل أطواق مغلقة.

CODE

الكود

18.6.4.3 يسمح بتشكيل الكانات الموجودة في الكمرات من قطعتين من التسليح: كانات تمتلك عكفات زلزالية في كلا الطرفين ويغلق بواسطة عكفات . يجب أن يكون للعكفات المتتالية التي تشترك في نفس السبيخ الطولي خطافات 90 درجة في الجوانب المقابلة لعنصر الانحناء . إذا كانت أسياخ التسليح الطولية المضمنة بالعكفات محصورة ببلاطة على جانب واحد فقط من الكمرة، فيتم وضع عكفات 90 درجة على هذا الجانب.

18.6.4.4 The first hoop shall be located not more than 50mm. from the face of a supporting column. Spacing of the hoops shall not exceed the least of (a) through (c):

- (a) $d/4$
- (b) Six times the diameter of the smallest primary flexural reinforcing bars excluding longitudinal skin reinforcement required by 9.7.2.3
- (c) 150mm.

18.6.4.4 يجب ألا تتواجد الكانة الأولى أكثر من 50mm من وجه عمود داعم . يجب ألا تتجاوز المسافات بين الكانات أقل من (أ) إلى (ج):
(أ) $d/4$
(ب) ستة أضعاف قطر أصغر أسياخ الرئيسية لتسليح الانحناء باستثناء تسليح التغطية الطولي المطلوب في 9.7.2.3
(ج) 150mm

18.6.4.5 Where hoops are required, they shall be designed to resist shear according to 18.6.5

18.6.4.5 عندما تكون الكانات مطلوبة ، يتم تصميمها لمقاومة القص وفقاً لـ 18.6.5

18.6.4.6 Where hoops are not required, stirrups with seismic hooks at both ends shall be spaced at a distance not more than $d/2$ throughout the length of the beam.

18.6.4.6 عندما لا تكون هناك حاجة للكانات، يجب أن تكون كانات مع ذات الخطافات الزلزالية عند كلا الطرفين على مسافة لا تزيد عن $d/2$ خلال طول الكمرة.

18.6.4.7 In beams having factored axial compressive force exceeding $Agfc'/10$, hoops satisfying 18.7.5.2 through 18.7.5.4 shall be provided along lengths given in 18.6.4.1. Along the remaining length, hoops satisfying 18.7.5.2 shall have spacing s not exceeding the lesser of six times the diameter of the smallest longitudinal beam bars and 150mm. Where concrete cover over transverse reinforcement exceeds 100mm in., additional transverse reinforcement having cover not exceeding 100mm. and spacing not exceeding 300mm. shall be provided

18.6.4.7 في الكمرات التي لها قوة ضغط محورية مصعده تتجاوز $Agfc'$ / 10 ، يجب توفير كانات التي تلي 18.7.5.2 حتى 18.7.5.4 على الطول المعطى في 18.6.4.1 . على الطول المتبقي، يجب أن تكون الكانات التي تستوفي 18.7.5.2 على مسافات لا تزيد عن ستة أضعاف قطر أصغر الأسياخ الطولية للكمرة 150mm. حيث لا يتجاوز الغطاء الخرساني عبر التسليح العرضي 100mm وتسليح عرضي إضافي لا تزيد عن 100mm ويتم توفير مسافة لا تتجاوز 300mm

COMMENTARY

التعليق

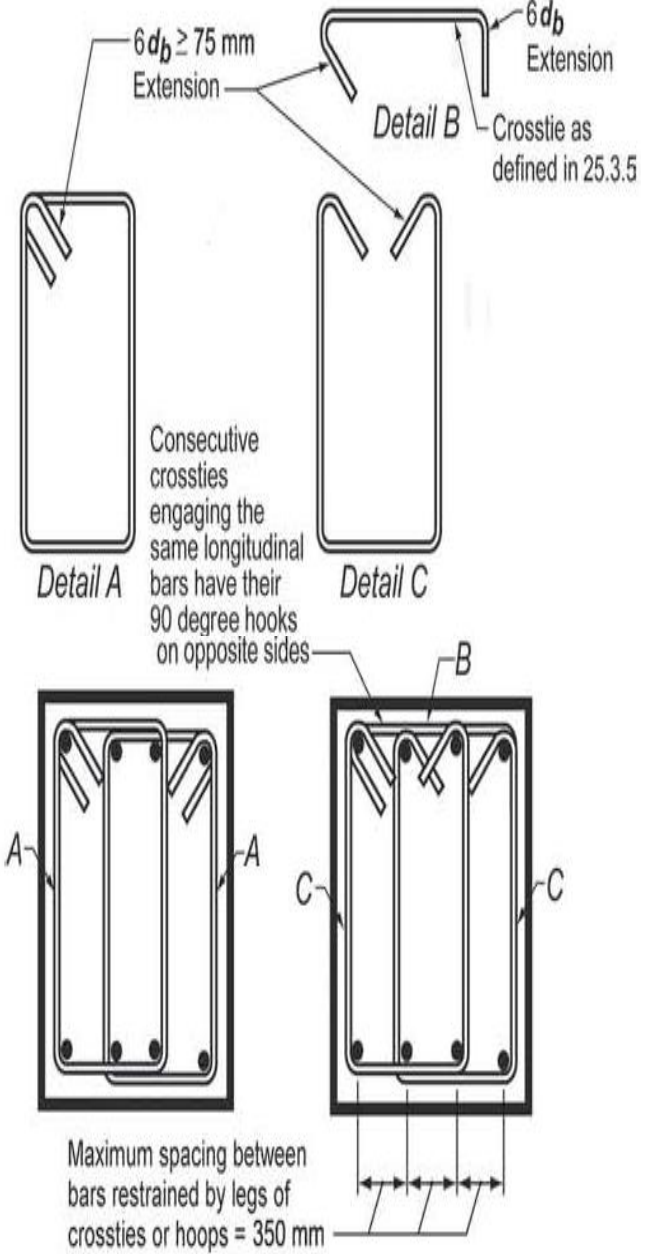


Fig. R18.6.4— Examples of overlapping hoops and illustration of limit on maximum horizontal spacing of supported longitudinal bars.

الشكل - R18.6.4 . أمثلة على الأطواق المتداخلة وتوضيح الحد الأقصى للتباعد الأفقي للأشرطة الطولية المدعومة.

18.6.5 Shear strength

18.6.5 مقاومة القص

18.6.5.1 Design forces—The design shear force V_e shall be calculated from consideration of the forces on the portion of the beam between faces of the joints. It shall be assumed that moments of opposite sign corresponding to probable flexural strength, M_{pr} , act at the joint faces and that the beam is loaded with the factored tributary gravity load along its span.

18.6.5.1 القوى التصميمية - يتم حساب قوة القص التصميمية من اعتبار القوى على جزء الكمرة بين وجوه المفاصل. يجب افتراض أن العزوم عكس الإشارة التي تقابل قوة الانحناء المحتملة، M_{pr} ، تعمل على الأوجه المفصل وأن الكمرة تكون محملة بحمولة رأسية تابعة على امتداد أطوالها.

18.6.5.2 Transverse reinforcement—

Transverse reinforcement over the lengths identified in 18.6.4.1 shall be designed to resist shear assuming $V_c = 0$ when both (a) and (b) occur:

- (a) The earthquake-induced shear force calculated in accordance with 18.6.5.1 represents at least one-half of the maximum required shear strength within those lengths.
- (b) The factored axial compressive force P_u including earthquake effects is less than $Agfc'/20$.

18.6.5.2 التسليح العرضي: يجب تصميم التسليح العرضي على امتداد الأطوال المحددة في 18.6.4.1 لمقاومة القص بافتراض $V_c = 0$ عند حدوث كل من (a) و: (b)

- (أ) تمثل قوة القص الناتجة بالزلازل والمحسوبة وفقاً لـ 18.6.5.1 ، على الأقل نصف قوة القص القصوى المطلوبة ضمن تلك الأطوال.
- (ب) قوة الضغط المحورية المصعدة P_u بما في ذلك تأثير الزلازل أقل من $Agfc'/20$.

R18.6.5 Shear strength—Unless a beam possesses a moment strength that is on the order of 3 or 4 times the design moment, it should be assumed that it will yield in flexure in the event of a major earthquake. The design shear force should be selected so as to be a good approximation of the maximum shear that may develop in a member. Therefore, required shear strength for frame members is related to flexural strengths of the designed member rather than to factored shear forces indicated by lateral load analysis. The conditions described by 18.6.5.1 are illustrated in Fig. R18.6.5. Because the actual yield strength of the longitudinal reinforcement may exceed the specified yield strength and because strain hardening of the reinforcement is likely to take place at a joint subjected to large rotations, required shear strengths are determined using a stress of at least $1.25f_y$ in the longitudinal reinforcement. Experimental studies (Popov et al. 1972) of reinforced concrete members subjected to cyclic loading have demonstrated that more shear reinforcement is required to ensure a flexural failure if the member is subjected to alternating nonlinear displacements than if the member is loaded in only one direction: the necessary increase of shear reinforcement being higher in the case of no axial load. This observation is reflected in the Code (refer to 18.6.5.2) by eliminating the term representing the contribution of concrete to shear strength. The added conservatism on shear is deemed necessary in locations where potential flexural hinging may occur. However, this stratagem, chosen for its relative simplicity, should not be interpreted to mean that no concrete is required to resist shear. On the contrary, it may be argued that the concrete core resists all the shear with the shear (transverse) reinforcement confining and strengthening the concrete. The confined concrete core plays an important role in the behavior of the beam and should not be reduced to a minimum just because the design expression does not explicitly recognize it.

R18.6.5 مقاومة القص - ما لم يكن الكمرة تمتلك قوة تقترب من العزم التي تصل إلى 3 أو 4 مرات من عزم التصميم ، ينبغي افتراض أنها سوف تسير في حالة من الزلازل في حالة حدوث زلزال كبير. يجب اختيار قوة القص للتصميم بحيث تكون تقريباً جيداً للقص الأقصى الذي قد يتطور في العضو. ولذلك، فإن مقاومة القص المطلوبة لعناصر الأطر مرتبطة بقوى الانحناء للعضو المصمم بدلاً من قوى القص المختبرة المشار إليها بواسطة تحليل الحمل الجانبي. الشروط الموصوفة في 18.6.5.1 موضحة في الشكل R.6.6.5. نظراً لأن مقاومة الخضوع الفعلية للدعم الطولي قد تتجاوز مقاومة الخضوع المحددة ولأن تصلب التسليح من المرجح أن يحدث في مفصل يخضع لدورات كبيرة، يتم تحديد نقاط قوة القص باستخدام ضغط لا يقل عن 1.25 في تسليح طولي. أثبتت الدراسات التجريبية (Popov et al. 1972) لعناصر الخرسانة المسلحة المعرضة للتحميل الدوري أنه يلزم المزيد من تقوية القص لضمان خلل في الانحناء إذا تعرض العضو للتشرد غير الخطي بالتناوب مما لو تم تحميل العضو في اتجاه واحد فقط: الزيادة اللازمة من تسليح القص يكون أعلى في حالة عدم وجود حمولة محورية. تنعكس هذه الملاحظة في الكود (راجع 18.6.5.2) من خلال القضاء على المصطلح الذي يمثل مساهمة الخرسانة في مقاومة القص. يعتبر التحفظ الإضافي على القص ضرورياً في الأماكن التي قد يحدث فيها مفصل ثني محتمل. ومع ذلك، لا ينبغي أن تفسر هذه الحيلة، المختارة ببساطتها النسبية، على أنها تعني أنه لا توجد حاجة إلى الخرسانة لمقاومة القص. على العكس من ذلك، قد يقال إن النواة الخرسانية يقاوم كل القص مع تقوية القص (العرضية) وتقوية الخرسانة. يلعب النواة الخرسانية المحصورة دوراً مهماً في سلوك الكمرة ويجب ألا يتم تقليلها إلى أدنى حد فقط لأن تعبير التصميم لا يتعرف عليه صراحة

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

Notes on Fig. R18.6.5:

1. Direction of shear force V_e depends on relative magnitude of gravity loads and shear generated by end moments.
2. End moments M_{pr} based on steel tensile stress of $1.25 f_y$ where f_y is specified yield strength. (Both end moments should be considered in both directions, clockwise and counter-clockwise).
3. End moment M_{pr} for columns need not be greater than moments generated by the M_{pr} of the beams framing into the beam-column joints. V_e should not be less than that required by analysis of the structure.

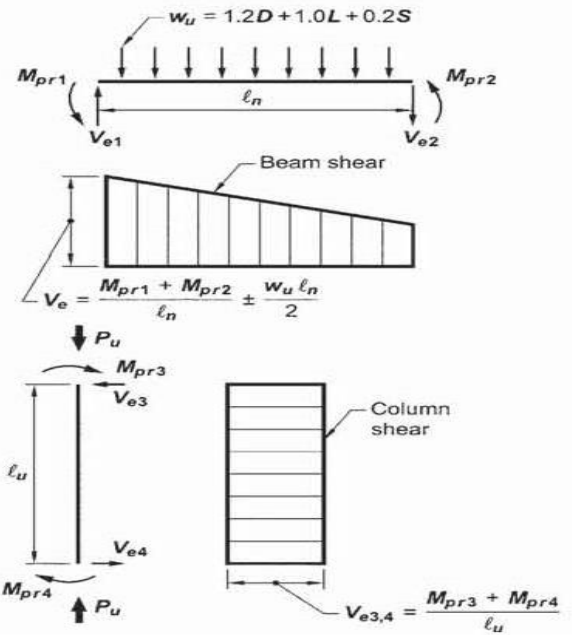
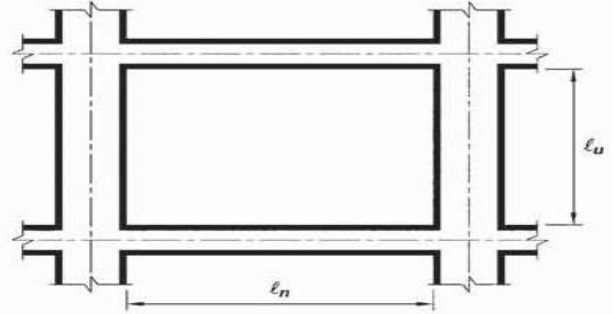


Fig. R18.6.5—Design shears for beams and columns.

الشكل - R18.6.5: مقصات التصميم للكمرة والأعمدة

R18.7—Columns of special moment frames

— R18.7 أعمدة إطارات العزوم الخاصة

18.7—Columns of special moment frames

— 18.7 أعمدة إطارات العزوم الخاصة

18.7.1 Scope

18.7.1 المجال

18.7.1.1 This section shall apply to columns of special moment frames that form part of the seismic-force-resisting system and are proportioned primarily to resist flexure, shear, and axial forces.

18-7-1-1 يطبق هذا القسم على أعمدة إطارات العزوم الخاصة التي تشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية ، وتناسب في المقام الأول مع مقاومة الالتواء والقص والقوى المحورية.

R18.7.1 Scope—This section applies to columns of special moment frames regardless of the magnitude of axial force. Before 2014, the Code permitted columns with low levels of axial stress to be detailed as beams.

R18.7.1 النطاق - ينطبق هذا القسم على أعمدة إطارات العزوم الخاصة بغض النظر عن حجم القوة المحورية. قبل عام 2014، سمحت الكود للأعمدة ذات المستويات المنخفضة من الضغط المحوري بالتفصيل على شكل كمرة.

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

18.7.2 Dimensional limits

18.7.2 حدود الأبعاد

18.7.2.1 Columns shall satisfy (a) and (b):

(a) The shortest cross-sectional dimension, measured on a straight line passing through the geometric centroid, shall be at least 300mm.

(b) The ratio of the shortest cross-sectional dimension to the perpendicular dimension shall be at least 0.4

18.7.2.1 يجب أن تحقق الأعمدة (أ) و (ب) ما يلي:
(أ) أقصر بعد للمقطع العرضي ، يقاس على خط مستقيم يمر عبر المركز الهندسي، يجب أن يكون mm300 على الأقل.
(ب) تكون نسبة بعد للمقطع العرضي إلى البعد العمودي 0.4 على الأقل

18.7.3 Minimum flexural strength of columns

18.7.3 أقل مقاومة للانحناء للأعمدة

18.7.3.1 Columns shall satisfy 18.7.3.2 or 18.7.3.3.

18.7.3.1 يجب أن تستوفي الأعمدة 18.7.3.2 أو 18.7.3.3.

18.7.3.2 The flexural strengths of the columns shall satisfy

$$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb} \quad (18.7.3.2)$$

where $\sum M_{nc}$ is sum of nominal flexural strengths of columns framing into the joint, evaluated at the faces of the joint. Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the lowest flexural strength. $\sum M_{nb}$ is sum of nominal flexural strengths of the beams framing into the joint, evaluated at the faces of the joint. In T-beam construction, where the slab is in tension under moments at the face of the joint, slab reinforcement within an effective slab width defined in accordance with 6.3.2 shall be assumed to contribute to M_{nb} if the slab reinforcement is developed at the critical section for flexure. Flexural strengths shall be summed such that the column moments oppose the beam moments. Equation (18.7.3.2) shall be satisfied for beam moments acting in both directions in the vertical plane of the frame considered

18.7.3.2 يجب أن تستوفي مقاومة الانحناء للأعمدة

$$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb} \quad (18.7.3.2)$$

حيث $\sum M_{nc}$ هو مجموع مقاومة الانحناء الاسمية للأعمدة التي تتشكل في المفصل، ويتم تقييمها عند وجوه المفصل. يتم حساب مقاومة الانحناء للعمود للقوة المحورية المصعدة، بما يتماشى مع اتجاه القوى الجانبية التي يتم النظر فيها، مما ينتج عنه أدنى قوة للانحناء $\sum M_{nb}$. هو مجموع مقاومة الانحناء الاسمية لأطوار الكمرات في المفصل ، والتي تم تقييمها عند وجوه المفصل. في بناء الكمرات-T ، حيث تكون البلاطة في حالة شد تحت العزوم عند وجه المفصل، يجب أن يُفترض أن التسليح في العرض الفعال للبلاطة المحددة وفقاً للفقرة 6.3.2 يساهم في M_{nb} إذا تم تثبيت تسليح البلاطة في المقطع الحرج للانحناء. يجب جمع قوى الانحناء بحيث عزوم الأعمدة تعاكس عزوم الكمرات. يجب استيفاء المعادلة (18.7.3.2) لعزوم الكمرات التي تعمل في كلا الاتجاهين في المستوى الرأسي للإطار المعتبر.

R18.7.2 Dimensional limits—The geometric constraints in this provision follow from previous practice (Seismology Committee of SEAOC 1996).

R18.7.2 حدود الأبعاد - تتبع القيود الهندسية الواردة في هذا الحكم من الممارسة السابقة (الجنة علم الزلازل في SEAOC 1996).

R18.7.3 Minimum flexural strength of columns—The intent of 18.7.3.2 is to reduce the likelihood of yielding in columns that are considered as part of the seismic-force-resisting system. If columns are not stronger than beams framing into a joint, there is increased likelihood of inelastic action. In the worst case of weak columns, flexural yielding can occur at both ends of all columns in a given story, resulting in a column failure mechanism that can lead to collapse. In 18.7.3.2, the nominal strengths of the beams and columns are calculated at the joint faces, and those strengths are compared directly using Eq. (18.7.3.2). The 1995 and earlier Codes required design strengths to be compared at the center of the joint, which typically produced similar results but with added calculation effort. In determining the nominal moment strength of a beam section in negative bending (top in tension), longitudinal reinforcement contained within an effective flange width of a top slab that acts monolithically with the beam increases the beam strength. French and Moehle (1991), on beam-column subassemblies under lateral loading, indicates that using the effective flange widths defined in 6.3.2 gives reasonable estimates of beam negative moment strengths of interior connections at story displacements approaching 2 percent of story height. This effective width is conservative where the slab terminates in a weak spandrel. If 18.7.3.2 cannot be satisfied at a joint, 18.7.3.3 requires that any positive contribution of the column or columns involved to the lateral strength and stiffness of the structure is to be ignored. Negative contributions of the column or columns should not be ignored. For example, ignoring the stiffness of the column ought not to be used as a justification for reducing the design base shear. If inclusion of those columns in the analytical model of the building results in an increase in torsional effects, the increase should be considered as required by the general building code. Furthermore, the column must be provided with transverse reinforcement to increase its resistance to shear and axial forces.

CODE

الكود

18.7.3.3 If 18.7.3.2 is not satisfied at a joint, the lateral strength and stiffness of the columns framing into that joint shall be ignored when calculating strength and stiffness of the structure. These columns shall conform to 18.14.

18.7.3.3 إذا لم يتم استيفاء 18.7.3.2 في المفصل ، فيجب تجاهل المقاومة والجساءة الجانبية للأعمدة الاطارية في ذلك المفصل عند حساب مقاومة وجساءة المنشأ. يجب أن تتطابق هذه الأعمدة مع 18.14.

18.7.4 Longitudinal reinforcement

18.7.4 التسليح الطولي

18.7.4.1 Area of longitudinal reinforcement, A_{st} , shall be at least $0.01A_g$ and shall not exceed $0.06A_g$.

18.7.4.1 يجب أن يكون مساحة التسليح الطولي ، A_{st} ، على الأقل $0.01A_g$ ويجب ألا يتجاوز $0.06A_g$.

18.7.4.2 In columns with circular hoops, there shall be at least six longitudinal bars.

18.7.4.2 في الأعمدة ذات الكانات الدائرية ، يجب أن يكون هناك ستة أسياخ طولية على الأقل.

18.7.4.3 Mechanical splices shall conform to 18.2.7 and welded splices shall conform to 18.2.8. Lap splices shall be permitted only within the center half of the member length, shall be designed as tension lap splices, and shall be enclosed within transverse reinforcement in accordance with 18.7.5.2 and 18.7.5.3.

18.7.4.3 يجب أن تتطابق التوصيلات الميكانيكية مع 18.2.7 ويجب أن تتوافق التوصيلات الملحومة مع 18.2.8. يسمح بتوصيلات متداخلة فقط خلال النصف الأوسط من طول العنصر، كما يجب أن تكون مصممة على شكل توصيلات متداخلة للشد، وتوضع داخل التسليح العرضي طبقاً لـ 18.7.5.2 و 18.7.5.3.

COMMENTARY

التعليق

R18.7.3 - أقل مقاومة للأنحناء للأعمدة إن الغرض من 18.7.3.2 هو تقليل احتمالية خضوع في الأعمدة التي تعتبر جزءاً من النظام المقاوم للقوى. إذا لم تكن الأعمدة أقوى من الكمرة الموطرة في المفصل، فهناك احتمال متزايد للعمل غير المرئي. في أسوأ حالة من الأعمدة الضعيفة، يمكن أن يحدث خضوع الانثناء عند طرفي جميع الأعمدة في منطقة معينة ، مما يؤدي إلى آلية فشل العمود التي يمكن أن تؤدي إلى الانهيار. في 18.7.3.2، يتم حساب القوة الاسمية للكمرات والأعمدة على وجوه المفاصل، وتقارن نقاط القوة تلك مباشرة باستخدام المعادل (18.7.3.2). تتطلب كود عام 1995 وأوانها أن تقارن نقاط التصميم في مركز المفصل، الذي ينتج عادةً نتائج متشابهة ولكن مع جهد حسابي إضافي. عند تحديد قوة العزم الاسمية لقسم الكمرات في الانحناء السلبي (أعلى الشد)، فإن التسليح الطولي المتضمن داخل عرض شفة فعال للبلاطة العلوي الذي يعمل بشكل متجانس مع الكمرات يزيد من قوة الكمرات. تشير الفرنسية و (Moehle 1991) ، على مجموعات ثنائية الكمرات الفرعية تحت التحميل الشديد ، إلى أن استخدام عروض الشفة الفعالة المحددة في 6.3.2 يعطي تقديرات معقولة لكمرات القوة العزم السالبة للكمرات عند التشريد في القصبة التي تقارب 2٪ من ارتفاع القصبة. هذا العرض الفعال هو محافظ حيث تنتهي البلاطة في ضعف الشكل. إذا كان 18.7.3.2 لا يمكن استيفاءه في المفصل، 18.7.3.3 يتطلب أن يتم تجاهل أي مساهمة إيجابية للعمود أو الأعمدة المعنية بالقوة الجانبية وصلابة الهيكل. لا ينبغي تجاهل المساهمات السلبية للعمود أو الأعمدة. على سبيل المثال، يجب عدم استخدام صلابة الأعمدة كمبرر لتقليل القص الأساسي للتصميم. إذا أدى إدراج هذه الأعمدة في النموذج التحليلي للمبنى إلى زيادة في التأثيرات الالتوائية، فيجب اعتبار الزيادة كما هو مطلوب في كود البناء العام. علاوة على ذلك، يجب تزويد العمود بتسليح مقطع العرضي لزيادة مقاومته لقوى القص والمحور.

R18.7.4 Longitudinal reinforcement—The lower limit of the area of longitudinal reinforcement is to control time-dependent deformations and to have the yield moment exceed the cracking moment. The upper limit of the area reflects concern for reinforcement congestion, load transfer from floor elements to column (especially in low-rise construction) and the development of high shear stresses. Spalling of the shell concrete, which is likely to occur near the ends of the column in frames of typical configuration, makes lap splices in these locations vulnerable. If lap splices are to be used at all, they should be located near the midheight where stress reversal is likely to be limited to a smaller stress range than at locations near the joints. Transverse reinforcement is required along the lap-splice length because of the uncertainty in moment distributions along the height and the need for confinement of lap splices subjected to stress reversals (Sivakumar et al. 1983).

R18.7.4 التسليح الطولي - الحد الأدنى لمنطقة التسليح الطولي هو التحكم في التشوهات المتوقعة وقد تجاوزت عرضة المحصول لحظة التشقق. يعكس الحد الأعلى للمنطقة القلق على ازدحام التسليح ، ونقل الحمولة من العناصر الأرضية إلى العمود (خاصة في البناء منخفض الارتفاع) و تثبيت الضغوط العالية للقص. إن استهلاك خرسانة ، التي من المحتمل أن تحدث بالقرب من نهايات العمود في إطارات التكوينات المعيارية، يجعل توصيلات التداخل في هذه المواقع ضعيفة. إذا كان من المفترض استخدام تقاربات التداخل على الإطلاق، فيجب أن تكون موجودة بالقرب من منتصف الليل حيث من المرجح أن يكون انقلاب الضغط مقصوداً على نطاق ضغط أصغر من المواقع القريبة من المفاصل. مطلوب التسليح العرضي على طول التداخل بسبب عدم اليقين في التوزيعات الفورية على الطول والحاجة إلى حجز وصلات التداخل الخاضعة لعكس الإجهادات. (Sivakumar et al. 1983) .

CODE

الكود

18.7.5 Transverse reinforcement

18.7.5 التسليح العرضي

18.7.5.1 Transverse reinforcement required in 18.7.5.2 through 18.7.5.4 shall be provided over a length ℓ_o from each joint face and on both sides of any section where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior. Length ℓ_o shall be at least the greatest of (a) through (c):

- (a) The depth of the column at the joint face or at the section where flexural yielding is likely to occur
- (b) One-sixth of the clear span of the column
- (c) 450mm .

18.7.5.1 يجب توفير التسليح العرضي المطلوب في 18.7.5.2 حتى 18.7.5.4 على طول ℓ_o من كل وجه المفصل وعلى جانبي أي مقطع حيث من المرجح أن يحدث خضوع الانحناء نتيجة للأزاحة الجانبية إلى خارج السلوك المرن. يجب أن يكون الطول ℓ_o على الأقل من (أ) إلى (ج):
(أ) عمق العمود عند وجه المفصل أو في المقطع الذي من المرجح أن يحدث فيه خضوع الانحناء
(ب) سدس الطول الصافي للعمود
(ج) 450 mm .

COMMENTARY

التعليق

R18.7.5 Transverse reinforcement—This section is concerned with confining the concrete and providing lateral support to the longitudinal reinforcement.

R18.7.5 التسليح العرضي - يتعلق هذا القسم بحصر الخرسانة وتوفير الدعم الجانبي للتسليح الطولي

R18.7.5.1 This section stipulates a minimum length over which to provide closely-spaced transverse reinforcement at the column ends, where flexural yielding normally occurs. Research results indicate that the length should be increased by 50 percent or more in locations, such as the base of a building, where axial loads and flexural demands may be especially high (Watson et al. 1994).

R18.7.5.1 ينص هذا القسم على الحد الأدنى للطول الذي يتم من خلاله توفير تقوية عرضية متقاربة التباعد عند نهايات الأعمدة ، حيث يحدث عادةً الانثناء. تشير نتائج البحث إلى أنه يجب زيادة الطول بنسبة 50٪ أو أكثر في المواقع، مثل قاعدة المبنى، حيث قد تكون الأحمال المحورية ومطالب الانحناء عالية بشكل خاص (واتسون وآخرون 1994).

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

18.7.5.2 Transverse reinforcement shall be in accordance with (a) through (f):

(a) Transverse reinforcement shall comprise either single or overlapping spirals, circular hoops, or rectilinear hoops with or without crossties.

(b) Bends of rectilinear hoops and crossties shall engage peripheral longitudinal reinforcing bars.

(c) Crossties of the same or smaller bar size as the hoops shall be permitted, subject to the limitation of 25.7.2.2. Consecutive crossties shall be alternated end for end along the longitudinal reinforcement and around the perimeter of the cross section.

(d) Where rectilinear hoops or crossties are used, they shall provide lateral support to longitudinal reinforcement in accordance with 25.7.2.2 and **25.7.2.3**.

(e) Reinforcement shall be arranged such that the spacing h_x of longitudinal bars laterally supported by the corner of a crosstie or hoop leg shall not exceed 350 mm. around the perimeter of the column.

(f) Where $P_u > 0.3Agfc'$ or $fc' > 70$ MPa in columns with rectilinear hoops, every longitudinal bar or bundle of bars around the perimeter of the column core shall have lateral support provided by the corner of a hoop or by a seismic hook, and the value of h_x shall not exceed 200 mm. P_u shall be the largest value in compression consistent with factored load combinations including E.

18.7.5.2 يجب أن تكون التسليح العرضي وفقاً لـ (أ) خلال (و):

(أ) يشمل التسليح العرضي إما الكانات المفردة أو الحلزونية المتداخلة ، أو الأطواق الدائرية ، أو الأطواق المستطيلة مع أو بدون عكفات.

(ب) الانحناء للأطواق المستطيلة والعكفات بأسياخ التسليح الطولية الطرفية.

(ج) يسمح بالعكفات في نفس أو أصغر من حجم السيخ كأطواق، مع مراعاة الحد 25.7.2.2. تكون العكفات المتتالية نهاية متناوبة للنهاية على طول التسليح الطولي وحول محيط المقطع العرضي.

(د) في حالة استخدام الأطواق المستطيلة أو العكفات، يجب أن تقدم دعماً جانبياً للتسليح الطولي وفقاً لـ 25.7.2.2 و **25.7.2.3**.

(هـ) يتم ترتيب التسليح بحيث لا يتجاوز التباعد بين الاسياخ الطولية المدعومة أفقياً بزاوية معكوفة أو ساق الطوق 350 mm حول محيط العمود.

(و) عندما يكون $P_u > 0.3Agfc'$ أو $fc' > 70$ MPa ، في الأعمدة ذات الأطواق المستطيلة، فإن كل سيخ طولي أو حزمة من الاسياخ حول محيط قلب العمود يجب أن يكون لها دعم جانبي يتم توفيره بواسطة ركن طوق أو بواسطة عكفة زلزالية، ويجب ألا تتجاوز قيمة h_x عن 200 mm. يجب أن يكون P_u أكبر قيمة في الضغط تتفق مع تراكيب الاحمال المصعدة بما في ذلك E.

R18.7.5.2 Sections 18.7.5.2 and 18.7.5.3 provide requirements for configuration of transverse reinforcement for columns and joints of special moment frames. Figure R18.7.5.2 shows an example of transverse reinforcement provided by one hoop and three crossties. Crossties with a 90-degree hook are not as effective as either crossties with 135-degree hooks or hoops in providing confinement. For lower values of $P_u/Agfc'$ and lower concrete compressive strengths, crossties with 90 degree hooks are adequate if the ends are alternated along the length and around the perimeter of the column. For higher values of $P_u/Agfc'$, for which compression-controlled behavior is expected, and for higher compressive strengths, for which behavior tends to be more brittle, the improved confinement provided by having corners of hoops or seismic hooks supporting all longitudinal bars is important to achieving intended performance. Where these conditions apply, crossties with seismic hooks at both ends are required. The 8 in. limit on h_x is also intended to improve performance under these critical conditions. For bundled bars, bends or hooks of hoops and crossties need to enclose the bundle, and longer extensions on hooks should be considered. Column axial load P_u should reflect factored compressive demands from both earthquake and gravity loads. In past editions of the Code, the requirements for transverse reinforcement in columns, walls, beam-column joints, and diagonally reinforced coupling beams referred to the same equations. In the 2014 edition of the Code, the equations and detailing requirements differ among the member types based on consideration of their loadings, deformations, and performance requirements. Additionally, h_x previously referred to the distance between legs of hoops or crossties. In the 2014 edition of the Code, h_x refers to the distance between longitudinal bars supported by those hoops or crossties.

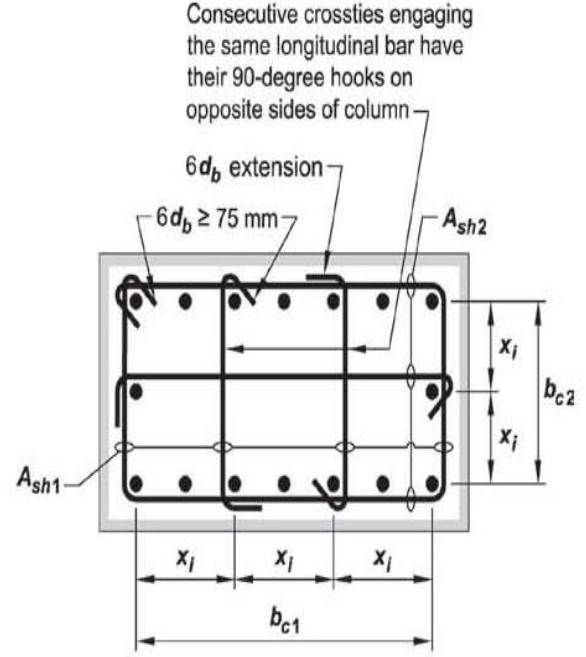
R18.7.5.2 يقدم القسمان 18.7.5.2 و 18.7.5.3 متطلبات تكوين التسليح العرضي للأعمدة والمفاصل ذات إطارات العزوم الخاصة. يُظهر الشكل R.7.7.5.2 مثالاً للتسليح المقطع العرضي التي يوفرها طوق واحد وثلاث كرات. لا تكون عمليات التشقق مع خطاف 90 درجة فعالة كما هو الحال مع التواءات مع خطافات من 135 درجة أو الأطواق في توفير الحبس. بالنسبة للقيم المنخفضة لـ $P_u / Agfc'$ وقوة الضغط المنخفضة للخرسانة، فإن الكسور المزودة بـ 90 درجة خطاف تكون كافية إذا كانت النهايات متناوبة على طول محيط العمود وحوله. بالنسبة للقيم الأعلى لـ $P_u / Agfc'$ ، والتي يتوقع سلوك مضغوط للضغط عليها ، ولقوة مقاومة أعلى ، والتي يكون سلوكها أكثر هشاشة ، فإن الاحتجاز المحسن الذي يوفره وجود زوايا من الأطواق أو الخطافات الزلزالية التي تدعم جميع القضبان الطولية مهم لتحقيق الأداء المقصود. وحيثما تنطبق هذه الشروط، تكون هناك حاجة إلى عمليات كروس مع خطافات زلزالية عند كلا الطرفين. الحد 8 في x. على H_x يهدف أيضاً إلى تحسين الأداء تحت هذه الشروط الهامة. بالنسبة للأشربة المجمعة، يجب أن يتم وضع الحواف أو الانحناءات أو الأقفال من الأطواق و crossties لإرفاق كمر، وينبغي النظر في التمديدات الأطول على الخطافات. الحمل المحوري العمودي يجب أن يعكس P_u عوضاً عن متطلبات الضغط من كل من الزلازل وأحمال الجاذبية. في الإصدارات السابقة من الكود ، أشارت متطلبات التسليح العرضي في الأعمدة والجدران ومفاصل عمود الكمر وكمر اقتران المقاومة قطرياً إلى المعادلات نفسها. في طبعة 2014 من الكود ، تختلف المعادلات وتفصيل المتطلبات بين أنواع العناصر الأساسية في الاعتبار لعمليات التحميل والتشوّهات ومتطلبات الأداء الخاصة بهم. بالإضافة إلى ذلك، h_x أشار سابقاً إلى المسافة بين أرجل الأطواق أو crossties. في طبعة 2014 من الكود ، يشير h_x إلى المسافة بين القضبان الطولية المدعومة بتلك الأطواق أو التقاطعات.

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق



The dimension x_l from centerline to centerline of laterally supported longitudinal bars is not to exceed 350 mm. The term h_x used in Eq. (18.7.5.3) is taken as the largest value of x_l .

Fig. R18.7.5.2—Example of transverse reinforcement in columns.

الشكل - R.18.7.5.2. مثال على التسليح العرضي في الأعمدة.

18.7.5.3 Spacing of transverse reinforcement shall not exceed the smallest of (a) through (c):

- (a) One-fourth of the minimum column dimension
- (b) Six times the diameter of the smallest longitudinal bar
- (c) s_o , as calculated by:

18.7.5.3 يجب ألا يتجاوز التباعد للتسليح العرضي الأصغر من (أ) إلى (ج):
(أ) ربع أقل بعد للعمود (ب) ستة أضعاف قطر أصغر سبيخ طولي (ج) ، حسب المعادلة:

The value of s_o from Eq. (18.7.5.3) shall not exceed 150 mm. and need not be taken less than 100mm .

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (18.7.5.3)$$

قيمة s_o من المعادلة (18.7.5.3). يجب ألا يتجاوز 150 mm. ويجب ألا يؤخذ أقل من 100 mm.

R18.7.5.3 The requirement that spacing not exceed one-fourth of the minimum member dimension is to obtain adequate concrete confinement. The requirement that spacing not exceed six bar diameters is intended to restrain longitudinal reinforcement buckling after spalling.

R18.7.5.3 يشترط ألا يتجاوز التباعد عتبة الحد الأدنى للعضوية الحصول على حصر إسمنتي كافٍ. ويقصد من شرط عدم تجاوز المسافة لأربعة أعمدة شريط كبج تقوية حديد التسليح الطولي بعد الشبك.

The 100mm. spacing is for concrete confinement; 18.7.5.3 permits this limit to be relaxed to a maximum of 150 mm. if the spacing of crossties or legs of overlapping hoops is 200 mm. or less.

مسافة 100mm. للاحتجاز الخرسانة ؛ 18.7.5.3 يسمح بتخفيف هذا الحد إلى حد أقصى قدره 150 mm إذا كان التباعد بين مسافات المقاطع أو سيقان الأطواق المتداخلة 200 mm is أو أقل.

CODE

الكود

18.7.5.4 Amount of transverse reinforcement shall be in accordance with Table 18.7.5.4. The concrete strength factor k_f and confinement effectiveness factor k_n are calculated according to Eq. (18.7.5.4a) and (18.7.5.4b).

$$(a) \quad k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \quad (18.7.5.4a)$$

$$(b) \quad k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (18.7.5.4b)$$

where n_l is the number of longitudinal bars or bar bundles around the perimeter of a column core with rectilinear hoops that are laterally supported by the corner of hoops or by seismic hooks.

18.7.5.4 يجب أن يكون مقدار التسليح العرضي وفقاً للجدول 18.7.5.4. يتم حساب معامل مقاومة الخرسانة k_f ومعامل الحصر الفعال k_n حسب معادلة (18.7.5.4a) و (18.7.5.4b).

$$(a) \quad k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \quad (18.7.5.4a)$$

$$(b) \quad k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (18.7.5.4b)$$

حيث n_l هو عدد الاسياخ الطولية أو حزمة الاسياخ حول محيط قلب العمود مع الكانات المستطيلة المدعمة أفقياً بواسطة ركن الكانات أو بواسطة العكفات الزلزالية.

COMMENTARY

التعليق

R18.7.5.4 The effect of helical (spiral) reinforcement and adequately configured rectilinear hoop reinforcement on deformation capacity of columns is well established (Sakai and Sheikh 1989). Expressions (a), (b), (d), and (e) in Table 18.7.5.4 have historically been used in ACI 318 to calculate the required confinement reinforcement to ensure that spalling of shell concrete does not result in a loss of column axial load strength. Expressions (c) and (f) were developed from a review of column test data (Elwood et al. 2009) and are intended to result in columns capable of sustaining a drift ratio of 0.03 with limited strength degradation. Expressions (c) and (f) are triggered for axial load greater than $0.3Agfc'$, which corresponds approximately to the onset of compression controlled behavior for symmetrically reinforced columns. The k_n term (Paultre and Légeron 2008) decreases the required confinement for columns with closely spaced, laterally supported longitudinal reinforcement because such columns are more effectively confined than columns with more widely spaced longitudinal reinforcement. The k_f term increases the required confinement for columns with $f'_c > 70$ MPa because such columns can experience brittle failure if not well confined. Concrete strengths greater than 100 MPa should be used with caution given the limited test data for such columns. The concrete strength used to determine the confinement reinforcement is required to be the same as that specified in the construction documents. Expressions (a), (b), and (c) in Table 18.7.5.4 are to be satisfied in both cross-sectional directions of the rectangular core. For each direction, b_c is the core dimension perpendicular to the tie legs that constitute Ash, as shown in Fig. R18.7.5.2. Research results indicate that high strength reinforcement can be used effectively as confinement reinforcement. Section 20.2.2.4 permits a value of f_{yt} as high as 700 MPa to be used in Table 18.7.5.4.

R18.7.5.4 إن تأثير التسليح الحلزوني وتدعيم القضبان المستقيمة المكونة بالشكل الكافي على قدرة التشوه للأعمدة أمر راسخ (Sakai and Sheikh 1989). استخدمت تعبيرات (أ) و (ب) و (د) و (هـ) في الجدول 18.7.5.4 تاريخياً في ACI 318 لحساب تسليح الاحتجاز المطلوب لضمان ألا ينتج عن تقشير الخرسانة. قوة الحمل المحوري. تم تثبيت تعبيرات (c) و (f) من مراجعة بيانات اختبار العمود (Elwood et al. 2009) وتهدف إلى إنشاء أعمدة قادرة على الحفاظ على معدل انجراف قدره 0.03 مع انخفاض محدود في القوة. يتم تشغيل التعبيرات (c) و (f) للحمولة المحورية التي تزيد عن $0.3 Agfc'$ ، والتي تقابل تقريباً بداية السلوك المتحكم في الضغط للأعمدة المدعمة تناظرياً. ويقلل مصطلح (Paultre and Légeron 2008) k_n من الحبس المطلوب للأعمدة ذات التسليح الطولية المتقاربة والمدعومة من الجانب، لأن هذه الأعمدة تكون أكثر فاعلية من الأعمدة ذات التسليح الطولي الأكثر تباعداً. يزيد المصطلح k_f من الحبس المطلوب للأعمدة $f'_c > 70$ MPa لأن هذه الأعمدة يمكن أن تعاني من فشل هش إذا لم تكن محصورة بشكل جيد. يجب استخدام نقاط القوة الخرسانية التي تزيد عن 100 MPa بحذر نظراً لبيانات الاختبار المحدودة لهذه الأعمدة. مطلوب قوة الخرسانة المستخدمة لتحديد تسليح الحجز لتكون هي نفسها التي تم تحديدها في وثائق البناء. يجب استيفاء التعبيرات (أ) و (ب) و (ج) في الجدول 18.7.5.4 في كلا الاتجاهين العرضي للنواة المستطيلة. في كل اتجاه، يكون b_c هو البعد الأساسي المتعامد مع أرجل الربط التي تشكل الرماد، كما هو موضح في الشكل R.7.7.5.2. تشير نتائج الأبحاث إلى أنه يمكن استخدام تقوية عالية القوة بشكل فعال كتعزيز للاحتجاز. يسمح البند 20.2.2.4 باستخدام قيمة f_{yt} تصل إلى 700 MPa لاستخدامها في الجدول 18.7.5.4.

CODE

الكود

Table 18.7.5.4—Transverse reinforcement for columns of special moment frames

الجدول - 18.7.5.4. التسليح العرضي لأعمدة إطارات العزوم الخاصة

Transverse reinforcement	Conditions	Applicable expressions
$A_{sh}/s b_c$ for rectilinear hoop	$P_u \leq 0.3 A_g f'_c$ and $f'_c \leq 70$ MPa	Greater of (a) and (b)
	$P_u > 0.3 A_g f'_c$ or $f'_c > 70$ MPa	Greatest of (a), (b), and (c)
ρ_s for spiral or circular hoop	$P_u \leq 0.3 A_g f'_c$ and $f'_c \leq 70$ MPa	Greater of (d) and (e)
	$P_u > 0.3 A_g f'_c$ or $f'_c > 70$ MPa	Greatest of (d), (e), and (f)

18.7.5.5 Beyond the length ℓ_o given in 18.7.5.1, the column shall contain spiral or hoop reinforcement satisfying 25.7.2 through 25.7.4 with spacing s not exceeding the lesser of six times the diameter of the smallest longitudinal column bars and 150 mm., unless a greater amount of transverse reinforcement is required by 18.7.4.3 or 18.7.6.

18.7.5.5 بالإضافة إلى الطول ℓ_o المعطى في 18.7.5.1 ، يجب أن يحتوي العمود على تسليح حلزوني أو كانات يستوفي 25.7.2 حتى 25.7.4 مع عدم تجاوز المسافات لأقل من ستة أضعاف قطر أصغر أسياخ طولية للأعمدة 150 mm ، ما لم يكن هناك حاجة إلى قدر أكبر من التسليح العرضي في 18.7.4.3 أو 18.7.6.

COMMENTARY

التعليق

R18.7.5.5 This provision is intended to provide reasonable protection to the midheight of columns outside the length ℓ_o . Observations after earthquakes have shown significant damage to columns in this region, and the minimum hoops or spirals required should provide more uniform strength of the column along its length.

R18.7.5.5 الغرض من هذا الحكم توفير حماية معقولة إلى منتصف الأعمدة خارج النطاق ℓ_o وقد أظهرت عمليات الرصد بعد الزلازل تلفًا كبيرًا للأعمدة في هذه المنطقة ، ويجب أن توفر الحد الأدنى من الأطواق أو الحلزون المطلوبة مقاومة أكثر للعمود على كامل طوله.

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

18.7.5.6 Columns supporting reactions from discontinued stiff members, such as walls, shall satisfy (a) and (b) :

(a) Transverse reinforcement required by 18.7.5.2 through 18.7.5.4 shall be provided over the full height at all levels beneath the discontinuity if the factored axial compressive force in these columns, related to earthquake effect, exceeds $Agfc/10$. Where design forces have been magnified to account for the overstrength of the vertical elements of the seismic-force-resisting system, the limit of $Agfc/10$ shall be increased to $Agfc/4$.

(b) Transverse reinforcement shall extend into the discontinued member at least ℓ_d of the largest longitudinal column bar, where ℓ_d is in accordance with 18.8.5. Where the lower end of the column terminates on a wall, the required transverse reinforcement shall extend into the wall at least ℓ_d of the largest longitudinal column bar at the point of termination. Where the column terminates on a footing or mat, the required transverse reinforcement shall extend at least 300 mm. into the footing or mat.

18.7.5.6 يجب أن تستوفي الأعمدة الداعمة لردود الأفعال من العناصر الجاسنة الغير مستمرة ، مثل الجدران ، (أ) و (ب) :

(أ) يجب توفير التسليح العرضي المطلوب من 18.7.5.2 إلى 18.7.5.4 على كامل الارتفاع على جميع المستويات الغير مستمرة إذا كانت قوة الضغط المحورية المصعدة في هذه الأعمدة، ذات الصلة بتأثير الزلزال، تتجاوز $Agfc/10$. 'وحيثما تضخمت القوى التصميمية لمراعاة مقاومة العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الزلزالية، فإن الحد الأقصى لـ $Agfc/10$ سيزداد إلى $Agfc/4$

(ب) يجب أن يمتد التسليح العرضي للعنصر الغير مستمر على الأقل ℓ_d لأكبر سيخ طولي للعمود، حيث أن ℓ_d يتوافق مع 18.8.5. عندما ينتهي الحد الأدنى من العمود على الجدار، يجب أن يمتد التسليح العرضي المطلوب إلى الجدار على الأقل لأكبر سيخ طولي للعمود عند نقطة الإنهاء. عندما ينتهي العمود على أساس أو لبشة (أساس حصيري)، يجب أن يمتد التسليح العرضي المطلوب على الأقل إلى 300 mm في الأساس أو اللبشة.

18.7.5.7 If the concrete cover outside the confining transverse reinforcement required by 18.7.5.1, 18.7.5.5, and 18.7.5.6 exceeds 100 mm., additional transverse reinforcement having cover not exceeding 100 mm. and spacing not exceeding 300 mm. shall be provided.

18.7.5.7 إذا كان الغطاء الخرساني خارج التسليح العرضي المحصور المطلوب بموجب 18.7.5.1 و 18.7.5.5 و 18.7.5.6 يزيد عن 100 mm ، فيجب أن تكون التسليح العرضي الإضافي الذي لا يتجاوز التغطية 100 mm والمسافة التي لا تتجاوز 300 mm متوفرًا.

R18.7.5.6 Columns supporting discontinued stiff members, such as walls or trusses, may develop considerable inelastic response. Therefore, it is required that these columns have the specified reinforcement throughout their length. This covers all columns beneath the level at which the stiff member has been discontinued, unless the factored forces corresponding to earthquake effect are low. Refer to R18.12.7.5 for discussion of the overstrength factor Ω_o .

18.7.5.6 قد تتطور الأعمدة التي تدعم الأعضاء الجسمين المتوقفين ، مثل الجدران أو الدوائر ، بوجود استجابة غير مرنة كبيرة ، لذلك، من الضروري أن يكون لهذه الأعمدة التسليح المحدد طولها. يغطي هذا جميع الأعمدة تحت المستوى الذي توقف فيه العضو الصلب، ما لم تكن القوى المحسوبة المقابلة لتأثير الزلازل منخفضة. ارجع إلى R.12.12.7.5 لمناقشة عامل overstrength Ω_o .

R18.7.5.7 The unreinforced shell may spall as the column deforms to resist earthquake effects. Separation of portions of the shell from the core caused by local spalling creates a falling hazard. The additional reinforcement is required to reduce the risk of portions of the shell falling away from the column.

R18.7.5.7 قد تتصاعد القشرة غير مسلحة مع تشويه العمود لمقاومة تأثيرات الزلزال. إن فصل الأجزاء من القشرة عن النواة بسبب التشقق المحلي يخلق خطر السقوط. يلزم التسليح الإضافي لتقليل خطر سقوط أجزاء من القشرة بعيدًا عن العمود.

CODE

الكود

18.7.6 Shear strength

18.7.6 مقاومة القص

18.7.6.1 Design force

18.7.6.1 القوة التصميمية

18.7.6.1.1 The design shear force V_e shall be calculated from considering the maximum forces that can be generated at the faces of the joints at each end of the column. These joint forces shall be calculated using the maximum probable flexural strengths, M_{pr} , at each end of the column associated with the range of factored axial forces, P_u , acting on the column. The column shears need not exceed those calculated from joint strengths based on M_{pr} of the beams framing into the joint. In no case shall V_e be less than the factored shear calculated by analysis of the structure.

18.7.6.1.1 تحسب قوة القص التصميمية V_e من الاعتبار إلى القوى القصوى التي يمكن توليدها عند وجوه المفاصل عند كل نهاية للعمود. يتم حساب هذه القوى للمفصل باستخدام الحد الأقصى من قوة الانحناء المحتملة، M_{pr} ، في كل نهاية للعمود المرتبط بمجال القوى المحورية المصعدة، P_u ، تعمل على العمود. لا يجب أن تتجاوز قوى القص للعمود تلك المحسوبة من مقاومة المفصل على أساس M_{pr} للكمرات الاطارية في المفصل. في أي حال يجب أن يكون V_e أقل من القص المصعد محسوبة عن طريق تحليل المنشأ.

18.8—Joints of special moment frames

18.8 - مفاصل إطارات عزم خاص

18.8.1.1 This section shall apply to beam-column joints of special moment frames forming part of the seismic force-resisting system

18.8.1.1 ينطبق هذا القسم على مفاصل عمود - كمر بإطارات عزم خاص والتي تشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية.

18.8.2 General

18.8.2 عام

COMMENTARY

التعليق

R18.7.6 Shear strength

R18.7.6 مقاومة القص

R18.7.6.1 Design forces

R18.7.6.1 القوة التصميمية

R18.7.6.1.1 The procedures of 18.6.5.1 also apply to columns. Above the ground floor, the moment at a joint may be limited by the flexural strength of the beams framing into the joint. Where beams frame into opposite sides of a joint, the combined strength is the sum of the negative moment strength of the beam on one side of the joint and the positive moment strength of the beam on the other side of the joint. Moment strengths are to be determined using a strength reduction factor of 1.0 and reinforcement with an effective yield stress equal to at least 1.25 f_y . Distribution of the combined moment strength of the beams to the columns above and below the joint should be based on analysis

R18.7.6.1.1 تنطبق إجراءات 18.6.5.1 أيضًا على الأعمدة. فوق الطابق الأرضي، قد تكون العزم في المفصل محدودة بسبب قوة الانثناء للكمرات المؤطرة في المفصل. عندما تكون الأضلاع متوضعة في جوانب متقابلة من المفصل، تكون القوة المجمعة هي مجموع قوة العزم السلبية للكمرات على جانب واحد من المفصل وقوة عزم الإشارة الموجبة للكمرات على الجانب الآخر من المفصل. يجب تحديد نقاط القوة اللحظية باستخدام عامل تقليل قوة قدره 1.0 وتسليح مع إجهاد محتمل فعال يساوي 1.25 f_y على الأقل. يجب أن يعتمد توزيع قوة العزم المشترك للكمرات على الأعمدة فوق وأسفل المفصل في التحليل.

R18.8—Joints of special moment frames

R18.8 - مفاصل إطارات العزوم الخاصة

R18.8.2 General—Development of inelastic rotations at the faces of joints of reinforced concrete frames is associated with strains in the flexural reinforcement well in excess of the yield strain. Consequently, joint shear force generated by the flexural reinforcement is calculated for a stress of 1.25 f_y in the reinforcement (refer to 18.8.2.1). A detailed explanation of the reasons for the possible development of stresses in excess of the yield strength in beam tensile reinforcement is provided in ACI 352R.

R18.8.2 عام - يرتبط الدوران غير المرين في وجوه المفاصل من الإطارات الخرسانية المسلحة بالسلاسلات في انحناء التسليح المرين الزائد عن إجهاد الخضوع. وبالتالي، يتم حساب قوة القص المشتركة الناتجة عن التسليح المرين للضغط من 1.25 f_y في التسليح (راجع 18.8.2.1). ويرد في ACI 352R شرح مفصل لأسباب التطور المحتمل للضغوط التي تزيد عن قوة الخضوع في تسليح الشد في الكمرات.

CODE

الكود

18.8.2.2 Beam longitudinal reinforcement terminated in a column shall extend to the far face of the confined column core and shall be developed in tension in accordance with 18.8.5 and in compression in accordance with 25.4.9.

18.8.2.2 يجب أن يمتد التسليح الطولي المنتهي للكمرة في العمود للوجه البعيد لقلب العمود المحصور، ويجب تثبيته في الشد وفقاً لـ 18.8.5 وفي الضغط وفقاً لـ 25.4.9.

18.8.2.3 Where longitudinal beam reinforcement extends through a beam-column joint, the column dimension parallel to the beam reinforcement shall be at least 20 times the diameter of the largest longitudinal beam bar for normalweight concrete or 26 times the diameter of the largest longitudinal bar for lightweight concrete.

18.8.2.3 عندما يمتد التسليح الطولي للكمرة خلال مفصل عمود - كمرة ، يجب أن يكون بعد العمود الموازي مع تسليح الكمرة أكبر 20 مرة على الأقل من قطر سيخ الكمرة الطولي الأكبر للخرسانة ذات الوزن الطبيعي أو 26 مرة من قطر لأكبر سيخ طولي للخرسانة خفيفة الوزن.

COMMENTARY

التعليق

R18.8.2.2 The design provisions for hooked bars are based mainly on research and experience for joints with standard 90-degree hooks. Therefore, standard 90-degree hooks generally are preferred to standard 180-degree hooks unless unusual considerations dictate use of 180-degree hooks. For bars in compression, the development length corresponds to the straight portion of a hooked or headed bar measured from the critical section to the onset of the bend for hooked bars and from the critical section to the head for headed bars.

R18.8.2.2 تستند أحكام التصميم للقضبان المخروطية بشكل رئيسي على البحث والتجربة للوصلات ذات الخطافات القياسية 90 درجة. لذلك، فإن خطافات 90 درجة القياسية عادة ما تكون مفضلة على الخطافات القياسية 180 درجة إلا إذا فرضت اعتبارات غير اعتيادية استخدام خطافات 180 درجة. For bars in compression ، يقابل طول التثبيت الجزء المستقيم من شريط يقاس المقطع الحرج إلى بداية الانحناء للأشرطة المكسورة ومن المقطع الحرج إلى الرأس للأعمدة الرأسية للقضبان.

R18.8.2.3 Research (Meinheit and Jirsa 1977; Briss et al. 1978; Ehsani 1982; Durrani and Wight 1982; Leon 1989) has shown that straight beam bars may slip within the beam-column joint during a series of large moment reversals. The bond stresses on these straight bars may be very large. To reduce slip substantially during the formation of adjacent beam hinging, it would be necessary to have a ratio of column dimension to bar diameter of approximately 32, which would result in very large joints. On reviewing the available tests, the required minimum ratio of column depth to maximum beam longitudinal bar diameter was set at 20 for normalweight concrete and 26 for lightweight concrete. Due to the lack of specific data for beam bars through lightweight concrete joints, the limit is based on an amplification factor of 1.3, which is approximately the reciprocal of the lightweight concrete modification factor of 19.2.4. These limits provide reasonable control on the amount of potential slip of the beam bars in a beam column joint, considering the number of anticipated inelastic excursions of the building frames during a major earthquake. A thorough treatment of this topic is given in Zhu and Jirsa (1983).

R18.8.2.3 أظهر البحث (Meinheit and Jirsa 1977؛ Briss et al. 1978؛ Ehsani 1982؛ Durrani and Wight 1982؛ Leon 1989) أن قضبان الكمرة المستقيمة قد تنزلق داخل وصلة عمود الكمرة خلال سلسلة من انعكاسات العزوم الكبيرة. قد تكون الضغوط على هذه القضبان المستقيمة كبيرة جداً. لتقليل الإنزلاق بشكل كبير أثناء تشكيل مفصل الكمرة المجاور، سيكون من الضروري أن يكون هناك نسبة من أعمدة العمود إلى قطر شريط يبلغ حوالي 32، مما يؤدي إلى وجود مفاصل كبيرة جداً. عند مراجعة الاختبارات المتاحة، تم تحديد الحد الأدنى المطلوب لعق العمود إلى أقصى قطر شريط طول الطولي عند 20 للخرسانة ذات الوزن العادي و 26 للخرسانة خفيفة الوزن. بسبب عدم وجود بيانات محددة لشروط الكمرة من خلال الوصلات الخرسانية خفيفة الوزن، فإن الحد يعتمد على عامل تضخيم يبلغ 1.3، وهو ما يقرب من المعاملة التبادلية للخرسانة في Zhu و Jirsa (1983).

خفيفة الوزن بنسبة 19.2.4. توفر هذه الحدود تحكماً معقولاً على مقدار الانزلاق المحتمل لأشرطة الكمرة في وصلة عمود الكمرة، مع الأخذ في الاعتبار عدد الحالات غير المرنة المتوقعة لأطر المباني أثناء حدوث زلزال كبير. يتم تقديم علاج شامل لهذا الموضوع في Zhu و Jirsa (1983).

CODE

الكود

18.8.2.4 Depth h of the joint shall not be less than one half of depth h of any beam framing into the joint and generating joint shear as part of the seismic-force resisting system.

18.8.2.4 يجب ألا يقل العمق h للمفصل عن نصف العمق h لأي كمره أطارية إلى المفصل وتوليد مفصل القص كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية.

18.8.3 Transverse reinforcement

18.8.3 التسليح العرضي

18.8.3.1 Joint transverse reinforcement shall satisfy 18.7.5.2, 18.7.5.3, 18.7.5.4, and 18.7.5.7, except as permitted in 18.8.3.2.

18.8.3.1 يجب أن يحقق التسليح العرضي المشترك 18.7.5.2 و 18.7.5.3 و 18.7.5.4 و 18.7.5.7 ، باستثناء ما هو مسموح به في 18.8.3.2

18.8.3.2 Where beams frame into all four sides of the joint and where each beam width is at least three-fourths the column width, the amount of reinforcement required by 18.7.5.4 shall be permitted to be reduced by one-half, and the spacing required by 18.7.5.3 shall be permitted to be increased to 150 mm.

within the overall depth h of the shallowest framing beam.

18.8.3.2 في حالة كمرات أطارية في الجوانب الأربعة للمفصل وحيث يكون عرض كل كمره ثلاثة أرباع عرض العمود على الأقل ، يسمح بتخفيض كمية التسليح المطلوب بـ 18.7.5.4 بمقدار النصف ، يسمح بزيادة التباعد المطلوب بـ 18.7.5.3 إلى 150 mm ضمن العمق الكلي h من الكمره الأطارية السطحية.

18.8.3.3 Longitudinal beam reinforcement outside the column core shall be confined by transverse reinforcement passing through the column that satisfies spacing requirements of 18.6.4.4, and requirements of 18.6.4.2, and 18.6.4.3, if such confinement is not provided by a beam framing into the joint.

18.8.3.3 حصر التسليح الطولي للكمرة خارج نواة العمود بواسطة تسليح عرضي يمر عبر العمود الذي يلبي متطلبات التباعد 18.6.4.4 ، ومتطلبات 18.6.4.2 ، و 18.6.4.3 ، إذا لم يتم توفير هذا الحصر من خلال كمره أطارية في المفصل.

COMMENTARY

التعليق

R18.8.2.4 Depth h of the joint is defined in Fig. R18.8.4. The requirement on joint aspect ratio applies only to beams that are designated as part of the seismic-force resisting system. Joints having depth less than half the beam depth require a steep diagonal compression strut across the joint, which may be less effective in resisting joint shear. Tests to demonstrate performance of such joints have not been reported in the literature.

18.8.2.4 تم تحديد العمق h للمشارك في الشكل R.8.8.4. ينطبق الشرط على نسبة العرض إلى الارتفاع المشتركة فقط على الكمره المحددة كجزء من نظام مقاومة الزلازل. تتطلب المفاصل التي لها عمق أقل من نصف عمق الكمره دعامة انضغاط قطري حاد عبر المفصل، والتي قد تكون أقل فعالية في مقاومة القص المشترك. لم يتم الإبلاغ عن الاختبارات لإثبات أداء هذه المفاصل في الأدبيات.

R18.8.3 Transverse reinforcement—The Code requires transverse reinforcement in a joint regardless of the magnitude of the calculated shear force.

R18.8.3 التسليح العرضي - تتطلب الكود تسليحاً عرضياً في المفصل بغض النظر عن حجم قوة القص المحسوبة.

R18.8.3.2 The amount of confining reinforcement may be reduced and the spacing may be increased if beams of adequate dimensions frame into all four sides of the joint.

R18.8.3.2 يمكن تقليل كمية تسليح الحصر ويمكن زيادة التباعد إذا كانت الأذرع ذات الأبعاد المناسبة تتشكل في جميع جوانب المفصل الأربعة.

R18.8.3.3 The required transverse reinforcement, or transverse beam if present, is intended to confine the beam longitudinal reinforcement and improve force transfer to the beam-column joint. An example of transverse reinforcement through the column provided to confine the beam reinforcement passing outside the column core is shown in Fig. R18.6.2. Additional detailing guidance and design recommendations for both interior and exterior wide-beam connections with beam reinforcement passing outside the column core may be found in ACI 352R.

R18.8.3.3 المقصود من التسليح العرضي المطلوب ، أو الكمره المقطع العرضي ، إذا كان موجوداً ، هو قصر الكمره الطولي على الكمره وتحسين نقل القوة إلى مفصل عمود الكمره. ويرد في الشكل R18.6.2 مثال على التسليح العرضي من خلال العمود المقدم لحصر تسليح الكمره المارة خارج قلب العمود. يمكن الاطلاع على إرشادات مفصلة إضافية وتوصيات التصميم لكل من وصلات الكمره العريضة الداخلية والخارجية مع تسليح الكمره التي تمر خارج العمود في ACI 352R .

CODE

الكود

18.8.3.4 Where beam negative moment reinforcement is provided by headed deformed bars that terminate in the joint, the column shall extend above the top of the joint a distance at least the depth h of the joint. Alternatively, the beam reinforcement shall be enclosed by additional vertical joint reinforcement providing equivalent confinement to the top face of the joint.

18.8.3.4 عندما يتم توفير تسليح العزم السالب للكمرات بواسطة أسياخ محلزنة ذات رأس تنتهي في المفصل ، يجب أن يمتد العمود فوق أعلى المفصل على مسافة لا تقل عن عمق h للمفصل. بدلاً من ذلك، يجب أن يوضع تسليح الكمرات بواسطة تسليح رأسي إضافي للمفصل مما يوفر الحصر المكافئ للوجه العلوي للمفصل.

18.8.4 Shear strength

18.8.4 مقاومة القص

18.8.4.1 V_n of the joint shall be in accordance with Table 18.8.4.1.

18.8.4.1 V_n للمفصل يجب أن يكون وفقاً للجدول 18.8.4.1.

Table 18.8.4.1—Nominal joint shear strength V_n

جدول 18.8.4.1 – مقاومة القص الاسمية للمفصل V_n

Joint configuration	V_n
For joints confined by beams on all four faces ^[1]	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]
For joints confined by beams on three faces or on two opposite faces ^[1]	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]
For other cases	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]

[1] Refer to 18.8.4.2. [2] λ shall be 0.75 for lightweight concrete and 1.0 for normalweight concrete. A_j is given in 18.8.4.3.

[1] راجع 18.8.4.2 [2] يجب أن تكون 0.75 للخرسانة خفيفة الوزن و 1.0 للخرسانة ذات الوزن العادي. ويرد A_j في 18.8.4.3.

18.8.4.2 In Table 18.8.4.1, a joint face is considered to be confined by a beam if the beam width is at least three quarters of the effective joint width. Extensions of beams at least one overall beam depth h beyond the joint face are considered adequate for confining that joint face. Extensions of beams shall satisfy 18.6.2.1(b), 18.6.3.1, 18.6.4.2, 18.6.4.3, and 18.6.4.4.

18.8.4.2 في الجدول 18.8.4.1 ، يعتبر وجه المفصل محصوراً بكمرات إذا كان عرض الكمرات ثلاثة أرباع على الأقل من عرض المفصل الفعال. تعتبر الامتدادات للكمرات على الأقل عمق كمرات واحدة شاملة خارج وجه المفصل المناسب لحصر هذا الوجه المشترك. يجب أن تحقق الامتدادات للكمرات 18.6.2.1 (b) و 18.6.3.1 و 18.6.4.2 و 18.6.4.3 و 18.6.4.4.

COMMENTARY

التعليق

R18.8.3.4 This provision refers to a knee joint in which beam reinforcement terminates with headed deformed bars. Such joints require confinement of the headed beam bars along the top face of the joint. This confinement can be provided by either (a) a column that extends above the top of the joint or (b) vertical reinforcement hooked around the beam top reinforcing bars and extending downward into the joint in addition to the column longitudinal reinforcement. Detailing guidance and design recommendations for vertical joint reinforcement may be found in ACI 352R.

R18.8.3.4 يشير هذا الحكم إلى مفصل الركبة الذي ينتهي فيه تسليح الكمرات مع قضبان مشوّهة رأسية. تتطلب هذه المفاصل وضع حواجز الكمرات الرأس على طول الوجه العلوي للمفصل. يمكن توفير هذا الحبس إما من خلال: (أ) عمود يمتد فوق الجزء العلوي من المفصل أو (ب) تعزيز عمودي حول قضبان التسليح العلوية ويمتد إلى أسفل داخل المفصل بالإضافة إلى التسليح الطولي للعمود. يمكن العثور على إرشادات تفصيلية وتصميم توصيات لتدعيم مشترك رأسي في ACI 352R.

R18.8.4 Shear strength—The requirements in Chapter 18 for proportioning joints are based on ACI 352R in that behavioral phenomena within the joint are interpreted in terms of a nominal shear strength of the joint. Because tests of joints (Meinheit and Jirsa 1977) and deep beams (Hirosawa 1977) indicated that shear strength was not as sensitive to joint (shear) reinforcement as implied by the expression developed by Joint ACI-ASCE Committee 326 (1962) for beams, the strength of the joint has been set as a function of only the compressive strength of the concrete and requires a minimum amount of transverse reinforcement in the joint (refer to 18.8.3). The effective area of joint, A_j , is illustrated in Fig. R18.8.4. In no case is A_j greater than the column cross sectional area. A circular column should be considered as having a square section of equivalent area. The three levels of shear strength required by 18.8.4.1 are based on the recommendation of ACI 352R. Cyclic loading tests of joints with extensions of beams with lengths at least equal to their depths have indicated similar joint shear strengths to those of joints with continuous beams. These findings suggest that extensions of beams, when properly dimensioned and reinforced with longitudinal and transverse bars, provide effective confinement to the joint faces, thus delaying joint strength deterioration at large deformations (Meinheit and Jirsa 1981).

R18.8.4 مقاومة القص - تعتمد المتطلبات الموجودة في الفصل 18 لمقارنة المفاصل على ACI 352R في الظواهر السلوكية الموجودة داخل المفصل ، ويتم تفسيرها من حيث قوة القص الاسمية للمفصل. لأن اختبارات المفاصل (Meinheit and Jirsa 1977) والكمرات العميقة (Hirosawa 1977) قد أشارت إلى أن مقاومة القص لم تكن حساسة لتدعيم (القص) كما هو موضح في التعبير الذي وضعته اللجنة المشتركة بين اللجنة الاستشارية لأمريكا اللاتينية واللجنة الاستشارية المعنية بحقوق الإنسان ASCE ، واللجنة 326 (1962) للكمرات ، تم تعيين قوة الوصلة كدالة فقط لقوة الضغط للخرسانة وتتطلب حد أدنى من التسليح العرضي في المفصل (راجع 18.8.3). تم توضيح المنطقة الفعالة للمفصل A_j في الشكل R.8.8.4. في أي حال من الأحوال هو أكبر من العمود المقطع العرضي المقطع. يجب اعتبار العمود الدائري على أنه يحتوي على جزء مربع من المساحة المكافئة. المستويات الثلاثة لمقاومة القص المطلوبة في 18.8.4.1 تستند إلى توصية ACI 352R. أشارت اختبارات التحميل الدوري للوصلات مع تمديدات الكمرات ذات الأطوال على الأقل مساوية لأعماقها، إلى وجود قوى قص متشابهة في المفاصل لتلك الموجودة في المفاصل ذات الكمرات المستمرة. تشير هذه النتائج إلى أن تمدد الكمرات ، عندما يتم توصيفها بدقة وتقويتها باستخدام قضبان طولية وعرضية، توفر حصراً فعالاً للوجوه المشتركة، وبالتالي تؤخر تدهور القوة المشتركة عند التشوهات الكبيرة (Meinheit and Jirsa 1981).

CODE

الكود

18.8.4.3 Effective cross-sectional area within a joint, A_j , shall be calculated from joint depth times effective joint width. Joint depth shall be the overall depth of the column, h . Effective joint width shall be the overall width of the column, except where a beam frames into a wider column, effective joint width shall not exceed the lesser of (a) and (b):
 (a) Beam width plus joint depth
 (b) Twice the smaller perpendicular distance from longitudinal axis of beam to column side

18.8.4.3 تحسب المساحة الفعالة للمفكع العرضي ضمن مفصل ، A_j ، من مرات عمق المفصل للعرض الفعال للمفصل . يكون عمق المفصل هو العمق الكلي للعمود ، h . يجب أن يكون عرض المفصل الفعال هو العرض الكلي للعمود ، إلا إذا كانت الأعمدة ذات أعمدة عرض أوسع ، ويجب ألا يزيد العرض الفعال للمفصل عن (أ) و (ب) :
 (أ) عرض الكمرة بالإضافة إلى عمق المفصل
 (ب) ضعف المسافة العمودية الأصغر من المحور الطولي للكمرات إلى جانب العمود .

COMMENTARY

التعليق

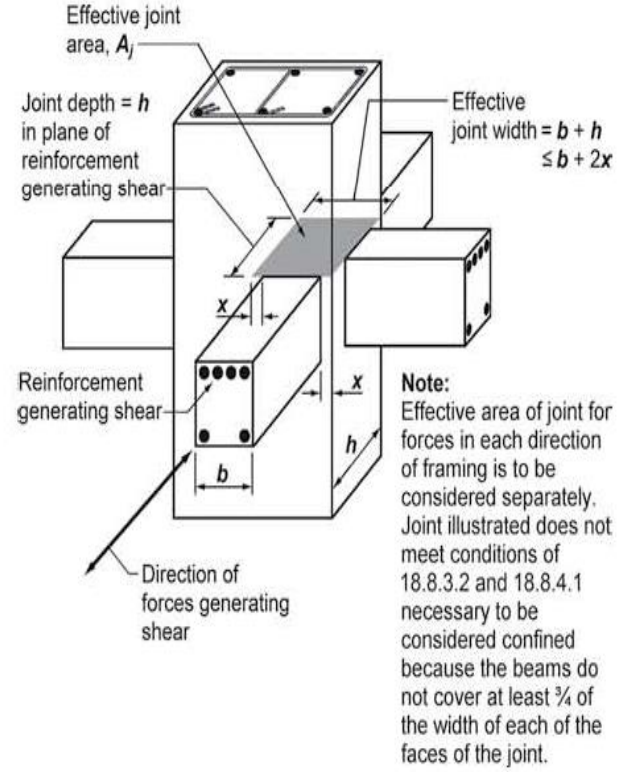


Fig. R18.8.4—Effective joint area.

الشكل - R.8.8.4 . منطقة مشتركة فعالة.

CODE

الكود

18.8.5 Development length of bars in tension

18.8.5 تثبيت طول الأسياخ في الشد

18.8.5.1 For bar sizes No. 10 through No. 36 terminating in a standard hook, ℓ_{dh} shall be calculated by Eq. (18.8.5.1), but ℓ_{dh} shall be at least the greater of $8db$ and 150 mm . for normalweight concrete and at least the greater of $10db$ and 190 mm . for lightweight concrete.

$$\ell_{dh} = f_y d_b / (65 \lambda \sqrt{f'_c}) \quad (18.8.5.1)$$

The value of λ shall be 0.75 for lightweight and 1.0 for normalweight concrete. The hook shall be located within the confined core of a column or of a boundary element, with the hook bent into the joint.

18.8.5.1 بالنسبة لأحجام الاسياخ من رقم 10 إلى رقم 36 الذي ينتهي في عكفة قياسية ، يتم حساب ℓ_{dh} بواسطة المعادلة (18.8.5.1) ، ولكن يجب أن يكون ℓ_{dh} على الأقل أكبر من $8db$ و 150 mm للخرسانة ذات الوزن العادي على الأقل $10db$ و 190 mm للخرسانة خفيفة الوزن.

$$\ell_{dh} = f_y d_b / (65 \lambda \sqrt{f'_c}) \quad (18.8.5.1)$$

يجب أن تكون قيمة $\lambda = 0.75$ للوزن الخفيف و 1.0 للخرسانة ذات الوزن العادي. يجب أن تكون العكفة موجودة في القلب المحصور للعمود أو عنصر حدي ، مع انحناء العكفة في المفصل.

COMMENTARY

التعليق

R18.8.5 Development length of bars in tension

R18.8.5 تثبيت طول الأسياخ في الشد

R18.8.5.1 Minimum embedment length in tension for deformed bars with standard hooks is determined using Eq. (18.8.5.1), which is based on the requirements of 25.4.3. The embedment length of a bar with a standard hook is the distance, parallel to the bar, from the critical section (where the bar is to be developed) to a tangent drawn to the outside edge of the hook. The tangent is to be drawn perpendicular to the axis of the bar (refer to Table 25.3.1). Because Chapter 18 stipulates that the hook is to be embedded in confined concrete, the coefficients 0.7 (for concrete cover) and 0.8 (for ties) have been incorporated in the constant used in Eq. (18.8.5.1). The development length that would be derived directly from 25.4.3 is increased to reflect the effect of load reversals. Factors such as the actual stress in the reinforcement being more than the yield strength and the effective development length not necessarily starting at the face of the joint were implicitly considered in the formulation of the expression for basic development length that has been used as the basis for Eq. (18.8.5.1). The requirement for the hook to project into the joint is to improve development of a diagonal compression strut across the joint. The requirement applies to beam and column bars terminated at a joint with a standard hook.

R18.8.5.1 يتم تحديد طول التثبيت الأدنى في الشد للأشرطة المشوهة مع خطافات قياسية باستخدام المعادل (18.8.5.1)، والذي يستند إلى متطلبات 25.4.3. طول تضمين شريط ذو خطاف قياسي هو المسافة، موازية للشريط، من القسم الحرج (حيث يتم تثبيت الشريط) إلى مماس مرسوم على الحافة الخارجية للخطاف. يتم رسم المماس عمودياً على محور الشريط (راجع الجدول 25.3.1). ونظراً لأن الفصل 18 ينص على تضمين الخطاف في الخرسانة المحصورة، فقد تم دمج المعاملات 0.7 (للغطاء الخرساني) و 0.8 (للعلاقات) في الثابت المستخدم في المعادل (18.8.5.1). يتم زيادة طول التثبيت الذي سيتم اشتقاقه مباشرة من 25.4.3 ليعكس تأثير انعكاسات الحمل. عوامل مثل الإجهاد الفعلي في التسليح كونها أكثر من قوة الخضوع وطول التثبيت الفعال الذي لا يبدأ بالضرورة في مواجهة المفصل، تم أخذها ضمناً في صياغة التعبير لطول التثبيت الأساسي الذي تم استخدامه كأساس مكافئ (18.8.5.1).

الشرط الخاص بالربط في المشروع المشترك هو تحسين تثبيت دعامة الانضغاط القطري عبر المفصل. ينطبق هذا الشرط على شرائط الكمرات والعمود المنتهية عند وصلة مع خطاف قياسي.

CODE

الكود

18.8.5.2 For headed deformed bars satisfying 20.2.1.6, development in tension shall be in accordance with 25.4.4, except clear spacing between bars shall be permitted to be at least 3db or greater.

18.8.5.2 بالنسبة للأسياخ المحلزنة ذات رأس التي تستوفي 20.2.1.6 ، يجب أن يكون المسمار في الشد وفقاً لـ 25.4.4 ، ما عدا أن التباعد الصافي بين الأسياخ يجب أن يكون على الأقل 3db أو أكثر.

18.8.5.3 For bar sizes No. 10 through No. 36, ℓ_d , the development length in tension for a straight bar, shall be at least the greater of (a) and (b):

(a) 2.5 times the length in accordance with 18.8.5.1 if the depth of the concrete cast in one lift beneath the bar does not exceed 300 mm.

(b) 3.25 times the length in accordance with 18.8.5.1 if the depth of the concrete cast in one lift beneath the bar exceeds 300 mm.

18.8.5.3 بالنسبة لأحجام الأسياخ من 10 إلى 36 ، ℓ_d ، يجب أن يكون طول المسمار في الشد لسبخ مستقيم أكبر على الأقل من (a) و: (b) (أ) 2.5 مرة من الطول وفقاً لـ 18.8.5.1 إذا كان عمق صب الخرسانة في رفع واحد تحت السبخ لا يتجاوز 300 mm. (ب) 3.25 مرة من الطول وفقاً لـ 18.8.5.1 إذا كان عمق صب الخرسانة في رفع واحد تحت السبخ يتجاوز 300 mm.

18.8.5.4 Straight bars terminated at a joint shall pass through the confined core of a column or a boundary element. Any portion of ℓ_d not within the confined core shall be increased by a factor of 1.6.

18.8.5.4 يجب أن تمر الأسياخ المستقيمة المنتهية عند المفصل من خلال القلب المحصور للعمود أو عنصر حدي. يجب زيادة أي جزء من ℓ_d ليس داخل النواة المحصورة بمقدار 1.6.

18.8.5.5 If epoxy-coated reinforcement is used, the development lengths in 18.8.5.1, 18.8.5.3, and 18.8.5.4 shall be multiplied by applicable factors in 25.4.2.4 or 25.4.3.2

18.8.5.5 في حالة استخدام التسليح المغلف بالايبيوكسي ، يجب ضرب أطوال التثبيت في 18.8.5.1 و 18.8.5.3 و 18.8.5.4 حسب المعاملات المطبقة في 25.4.2.4 أو 25.4.3.2

COMMENTARY

التعليق

R18.8.5.2 The 3db spacing limit is based on studies of joints confined by transverse reinforcement consistent with special moment frame requirements in this chapter (Kang et al. 2009). To avoid congestion, it may be desirable to stagger the heads.

R18.8.5.2 يستند حد تباعد db3 إلى دراسات حول الوصلات المقيدة بالتسليح العرضي متسقة مع متطلبات إطار خاص لعزم في هذا الفصل (Kang et al. 2009). لتجنب الازدحام، قد يكون من المرغوب فيه تهدئة الرؤوس.

R18.8.5.3 Minimum development length in tension for straight bars is a multiple of the length indicated by 18.8.5.1. Section 18.8.5.3(b) refers to top bars. Lack of reference to No. 43 and No. 57 bars in 18.8.5 is due to the paucity of information on anchorage of such bars subjected to load reversals simulating earthquake effects.

R18.8.5.3 يعد الحد الأدنى لطول التثبيت في الشد للقضبان المستقيمة مضاعف الطول المشار إليه في البند 18.8.5.1. القسم 18.8.5.3 (ب) يشير إلى الأشرطة العلوية. يرجع عدم وجود مرجع إلى القضبان رقم 43، 57 في 18.8.5 إلى ندرة المعلومات حول رسو هذه الأشرطة المعرضة لانعكاسات الحمل التي تحاكي تأثيرات الزلازل.

R18.8.5.4 If the required straight embedment length of a reinforcing bar extends beyond the confined volume of concrete (as defined in 18.6.4, 18.7.5, or 18.8.3), the required development length is increased on the premise that the limiting bond stress outside the confined region is less than that inside

$$\ell_{dm} = 1.6(\ell_d - \ell_{dc}) + \ell_{dc}$$

or

$$\ell_{dm} = 1.6\ell_d - 0.6\ell_{dc}$$

where ℓ_{dm} is the required development length if bar is not entirely embedded in confined concrete; ℓ_d is the required development length in tension for straight bar as defined in 18.8.5.3; and ℓ_{dc} is the length of bar embedded in confined concrete.

R18.8.5.4 إذا كان طول التسليح المستقيم المطلوب لشريط التسليح يمتد إلى ما هو أبعد من الحجم للخرسانة (كما هو محدد في 18.6.4 ، أو 18.7.5 ، أو 18.8.3) ، فإن طول التثبيت المطلوب يزداد على أساس أن ضغوط الربط المحدود خارج المنطقة المحصورة أقل من الداخل

$$\ell_{dm} = 1.6(-d - \ell_{dc}) + \ell_{dc}$$

أو

$$\ell_{dm} = 1.6\ell_d - 0.6\ell_{dc}$$

حيث ℓ_{dm} هي طول التثبيت المطلوب إذا لم يكن الشريط مضمناً بالكامل في الخرسانة المحصورة؛ ℓ_d هو طول التثبيت المطلوب في الشد للقضيب المستقيم كما هو محدد في 18.8.5.3؛ و ℓ_{dc} هو طول الشريط المضمن في الخرسانة المحصورة.

CODE

الكود

18.9—Special moment frames constructed using precast concrete

18.9 - إطارات عزم خاص تم إنشاؤها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب

18.9.1 Scope

18.9.1 المجال

18.9.1.1 This section shall apply to special moment frames constructed using precast concrete forming part of the seismic-force-resisting system.

18.9.1.1 ينطبق هذا القسم على إطارات العزوم الخاصة التي تم إنشاؤها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية.

COMMENTARY

التعليق

R18.9—Special moment frames constructed using precast concrete

R18.9 - إطارات عزم خاصة تم إنشاؤها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب

The detailing provisions in 18.9.2.1 and 18.9.2.2 are intended to produce frames that respond to design displacements essentially like monolithic special moment frames. Precast frame systems composed of concrete elements with ductile connections are expected to experience flexural yielding in connection regions. Reinforcement in ductile connections can be made continuous by using Type 2 mechanical splices or any other technique that provides development in tension or compression of at least the specified tensile strength of bars (Yoshioka and Sekine 1991; Kurose et al. 1991; Restrepo et al. 1995a,b). Requirements for mechanical splices are in addition to those in 18.2.7 and are intended to avoid strain concentrations over a short length of reinforcement adjacent to a splice device. Additional requirements for shear strength are provided in 18.9.2.1 to prevent sliding on connection faces. Precast frames composed of elements with ductile connections may be designed to promote yielding at locations not adjacent to the joints. Therefore, design shear V_e , as calculated according to 18.6.5.1 or 18.7.6.1, may not be conservative. Precast concrete frame systems composed of elements joined using strong connections are intended to experience flexural yielding outside the connections. Strong connections include the length of the mechanical splice hardware as shown in Fig. R18.9.2.2. Capacity-design techniques are used in 18.9.2.2(c) to ensure the strong connection remains elastic following formation of plastic hinges. Additional column requirements are provided to avoid hinging and strength deterioration of column-to column connections. Strain concentrations have been observed to cause brittle fracture of reinforcing bars at the face of mechanical splices in laboratory tests of precast beam-column connections (Palmieri et al. 1996). Locations of strong connections should be selected carefully or other measures should be taken, such as debonding of reinforcing bars in highly stressed regions, to avoid strain concentrations that can result in premature fracture of reinforcement.

تهدف الأحكام التفصيلية الواردة في 18.9.2.1 و 18.9.2.2 إلى إنتاج إطارات تستجيب لعمليات النزوح التصميمي بشكل أساسي مثل إطارات العزوم الخاصة الأحادية من المتوقع أن تشهد أنظمة الإطار مسبقة الصب المكونة من عناصر محددة مع وصلات قابلة للامتداد عائدًا ثنيًا في مناطق الاتصال. يمكن إجراء التسليح في التوصيلات القابلة للامتداد من خلال استخدام التوصيلات الميكانيكية من النمط 2 أو أي تقنية أخرى توفر التثبيت في الشد أو الضغط على الأقل على مقاومة الشد المحددة من القضبان (Yoshioka and Restrepo et al. 1991; Kurose et al. 1991; and Sekine 1991 1995a). ب. (متطلبات التوصيلات الميكانيكية هي بالإضافة إلى تلك الموجودة في 18.2.7 وتهدف إلى تجنب تركيزات الضغط على طول قصير من التسليح المجاورة لجهاز اللصق. يتم توفير متطلبات إضافية لقوة القص في 18.9.2.1 لمنع الانزلاق على وجوه التوصيل. يمكن تصميم إطارات مسبقة الصب مكونة من عناصر ذات وصلات قابلة للربط من أجل تسليح الخضوع في المواقع غير المجاورة للمفاصل. لذلك، قد لا يكون تصميم القص V_e ، كما تم حسابه وفقًا لـ 18.6.5.1 أو 18.7.6.1، محافظًا. إن أنظمة الأطر الخرسانية سابقة الصب التي تتكون من عناصر مرتبطة باستخدام وصلات قوية تهدف إلى اختبار الخضوع المرن خارج الوصلات. تتضمن التوصيلات القوية طول جهاز الربط الميكانيكي كما هو موضح في الشكل R.9.9.2.2. يتم استخدام تقنيات تصميم القدرات في 18.9.2.2 (c) لضمان بقاء الربط القوي مرئيًا بعد تشكيل المفصلات المرنة. يتم توفير متطلبات إضافية للعمود لتجنب توقف وتصلب وصلات العمود إلى العمود. وقد لوحظ تراكيز سلاطة لتسبب كسر هش من قضبان التسليح في مواجهة التوابع الميكانيكية في الاختبارات المعملية للوصلات العمود الكمره مسبقة الصب (Palmieri وآخرون. 1996). يجب أن يتم اختيار مواقع التوصيلات القوية بعناية أو يجب اتخاذ إجراءات أخرى، مثل إزالة قضبان التسليح في المناطق شديدة الشد، لتجنب تركيزات سلاطة يمكن أن تؤدي إلى كسر من التسليح المبكر

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

18.9.2 General

18.9.2 عام

18.9.2.1 Special moment frames with ductile connections constructed using precast concrete shall satisfy (a) through (c):

(a) Requirements of 18.6 through 18.8 for special moment frames constructed with cast-in-place concrete

(b) V_n for connections calculated according to 22.9 shall be at least $2V_e$, where V_e is in accordance with 18.6.5.1 or 18.7.6.1

(c) Mechanical splices of beam reinforcement shall be located not closer than $h/2$ from the joint face and shall satisfy 18.2.7

18.9.2.1 18.9.2.1 تلتزم إطارات العزوم الخاصة ذات الوصلات اللدنة التي يتم إنشاؤها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب (أ) إلى (ج):

(أ) المتطلبات من 18.6 إلى 18.8 لإطارات العزوم الخاصة المبنية مع الخرسانة المصبوبة في الموقع

(ب) V_n للوصلات المحسوبة يجب أن يكون 22.9 على الأقل $2V_e$ ، حيث تكون V_e وفقاً لـ 18.6.5.1 أو 18.7.6.1

(ج) يجب أن تكون التوصيلات الميكانيكية لتسليح الكمرات واقعة ليست أقرب من $h/2$ لوجه المفصل ويجب أن تحقق 18.2.7.

18.9.2.2 Special moment frames with strong connections constructed using precast concrete shall satisfy (a) through (e):

(a) Requirements of 18.6 through 18.8 for special moment frames constructed with cast-in-place concrete

(b) Provision 18.6.2.1(a) shall apply to segments between locations where flexural yielding is intended to occur due to design displacements

(c) Design strength of the strong connection, ϕS_n , shall be at least S_e

(d) Primary longitudinal reinforcement shall be made continuous across connections and shall be developed outside both the strong connection and the plastic hinge region

(e) For column-to-column connections, ϕS_n shall be at least $1.4S_e$, ϕM_n shall be at least $0.4M_{pr}$ for the column within the story height, and ϕV_n shall be at least V_e in accordance with 18.7.6.1

18.9.2.2 18.9.2.2 تلتزم إطارات العزوم الخاصة ذات التوصيلات القوية المبنية باستخدام الخرسانة مسبقة الصب (أ) خلال (هـ):

(أ) المتطلبات من 18.6 إلى 18.8 في إطارات العزوم الخاصة المبنية بالخرسانة المصبوبة في الموقع

(ب) ينطبق الحكم 18.6.2.1 (أ) على القطاعات بين المواقع التي يقصد بها حدوث خضوع الانحناء بسبب الازاحات التصميمية

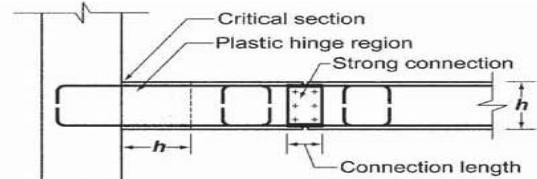
(ج) المقاومة التصميمية للوصلة القوية، ϕS_n ، يجب أن تكون على الأقل S_e

(د) يجب أن يكون التسليح الطولي الرئيسي متواصل عبر الوصلات وأن يتم تثبيتها خارج كل من الوصلة القوية ومنطقة المفصلات اللدنة.

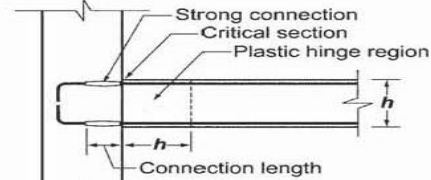
(هـ) بالنسبة للوصلات من عمود إلى عمود، يجب أن تكون ϕS_n على الأقل $1.4S_e$ ، يجب أن تكون ϕM_n على الأقل $0.4M_{pr}$ للعمود داخل ارتفاع الطابق ، ويجب أن يكون ϕV_n على الأقل وفقاً لـ 18.7.6.1.

R18.9.2 General

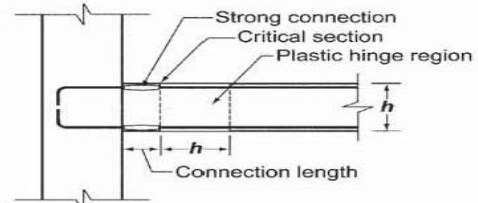
R18.9.2 عام



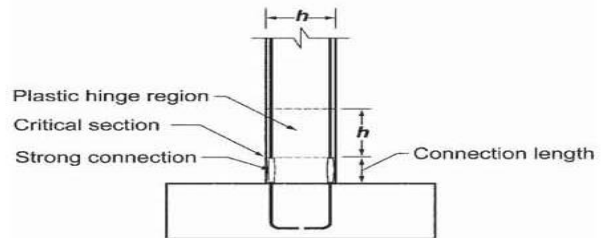
(a) Beam-to-beam connection



(b) Beam-to-column connection



(c) Beam-to-column connection



(d) Column-to-footing connection

Fig. R18.9.2.2—Strong connection examples.

الشكل - R18.9.2.2. أمثلة اتصال قوية.

CODE

الكود

18.9.2.3 Special moment frames constructed using precast concrete and not satisfying 18.9.2.1 or 18.9.2.2 shall satisfy (a) through (c):

(a) **ACI 374.1** (b) Details and materials used in the test specimens shall be representative of those used in the structure (c) The design procedure used to proportion the test specimens shall define the mechanism by which the frame resists gravity and earthquake effects, and shall establish acceptance values for sustaining that mechanism. Portions of the mechanism that deviate from Code requirements shall be contained in the test specimens and shall be tested to determine upper bounds for acceptance values.

18.9.2.3 يجب أن تستوفي أطارات العزوم الخاصة التي تم إنشاؤها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب والتي لا تستوفي 18.9.2.1 أو 18.9.2.2 من (أ) (ب) (ج):

ACI 374.1 (أ)

(ب) تكون التفاصيل والمواد المستخدمة في عينات الاختبار ممثلة لتلك المستخدمة في المنشأ

(ج) يجب أن يحدد إجراء التصميم المستخدم لنسبة عينات الاختبار الآلية التي يقاوم بها الإطار التأثيرات الرأسية والزلزالية، ويجب إنشاء قيم القبول للحفاظ على تلك الآلية. يجب تضمين أجزاء من الآلية التي تحدد عن متطلبات الكود في عينات الاختبار، ويجب اختبارها لتحديد الحدود العليا لقيم القبول.

18.10—Special structural walls

- 18.10 جدران القص الخاصة

18.10.1 Scope

18.10.1 المجال

18.10.1.1 This section shall apply to special structural walls and all components of special structural walls including coupling beams and wall piers forming part of the seismic-force-resisting system

18.10.1.1 ينطبق هذا القسم على جدران القص الخاصة وعلى جميع مكونات جدران القص الخاصة بما في ذلك الكمرات وركائز الجدران التي تشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية.

COMMENTARY

التعليق

R18.9.2.3 Precast frame systems not satisfying the prescriptive requirements of Chapter 18 have been demonstrated in experimental studies to provide satisfactory seismic performance characteristics (Stone et al. 1995; Nakaki et al. 1995). **ACI 374.1** defines a protocol for establishing a design procedure, validated by analysis and laboratory tests, for such frames. The design procedure should identify the load path or mechanism by which the frame resists gravity and earthquake effects. The tests should be configured to investigate critical behaviors, and the measured quantities should establish upper-bound acceptance values for components of the load path, which may be in terms of limiting stresses, forces, strains, or other quantities. The design procedure used for the structure should not deviate from that used to design the test specimens, and acceptance values should not exceed values that were demonstrated by the tests to be acceptable. Materials and components used in the structure should be similar to those used in the tests. Deviations may be acceptable if the licensed design professional can demonstrate that those deviations do not adversely affect the behavior of the framing system. **ACI 550.3** defines design requirements for one type of special precast concrete moment frame for use in accordance with 18.9.2.3.

R18.9.2.3 وقد تم إثبات أنظمة الأطر سابقة الصب التي لا تستوفي المتطلبات الإلزامية للفصل 18 في الدراسات التجريبية لتوفير خصائص أداء زلزالية مرضية (Stone et al. 1995)؛ (Nakaki et al. 1995). يحدد **ACI 374.1** بروتوكولاً لإنشاء إجراء التصميم، مصادق عليه من قبل التحليل والاختبارات المعملية، لهذه الأطارات. يجب أن يحدد إجراء التصميم مسار الحمل أو الآلية التي يقاوم بها الإطار تأثيرات الجاذبية والزلازل. يجب أن يتم تكوين الاختبارات للتحقيق في السلوكيات الحرجة، ويجب أن تحدد الكميات المقاسة قيم قبول أعلى منضماً لمكونات مسار الحمل، والتي قد تكون من حيث الحد من الضغوط أو القوى أو السلاسل أو الكميات الأخرى. يجب ألا ينحرف إجراء التصميم المستخدم للهيكل عن ذلك المستخدم لتصميم عينات الاختبار، ويجب ألا تتجاوز قيم القبول القيم التي أثبتتها الاختبارات لتكون مقبولة. يجب أن تكون المواد والمكونات المستخدمة في الهيكل مشابهة لتلك المستخدمة في الاختبارات. قد تكون الانحرافات مقبولة إذا استطاع محترف التصميم المرخص إثبات أن هذه الانحرافات لا تؤثر سلباً على سلوك نظام الإطارات. يحدد **ACI 550.3** متطلبات التصميم لنوع واحد من إطار العزوم الخرسانية المسبقة الملوثة للاستخدام وفقاً لـ 18.9.2.3.

R18.10—Special structural walls

- R18.10 جدران القص الخاصة

R18.10.1 Scope—This section contains requirements for the dimensions and details of special structural walls and all components including coupling beams and wall piers. Wall piers are defined in Chapter 2. Design provisions for vertical wall segments depend on the aspect ratio of the wall segment in the plane of the wall (h_w/l_w), and the aspect ratio of the horizontal cross section (l_w/b_w), and generally follow the descriptions in Table R18.10.1. The limiting aspect ratios for wall piers are based on engineering judgment. It is intended that flexural yielding of the vertical reinforcement in the pier should limit shear demand on the pier.

CODE

الكود

18.10.1.2 Special structural walls constructed using precast concrete shall be in accordance with 18.11 in addition to 18.10.

18.10.1.2 يجب أن تكون جدران القص الخاصة التي يتم أنشائها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب وفقاً لما هو 18.11 بالإضافة إلى 18.10.

COMMENTARY

التعليق

18.10.1 النطاق - يحتوي هذا القسم على متطلبات لأبعاد وتفاصيل جدران القص الخاصة وجميع المكونات بما في ذلك كمرات التوصيل وأرصعة الجدران. يتم تعريف أرسعة الجدار في الفصل 2. تعتمد أحكام التصميم الخاصة بقطاعات الجدار الرأسية على نسبة العرض إلى الارتفاع لشريحة الجدار في مستوى الجدار ($hw / \ell w$) ، ونسبة العرض إلى الارتفاع للمقطع العرضي الأفقي ($\ell w / bw$) ، وعموماً اتبع الأوصاف في الجدول R18.10.1 وتستخدم النسب الجانبية الحد لأرسعة الحائط على الحكم الهندسي. ومن المقصود أن يؤدي تحسين العزل العمودي في الرصيف إلى الحد من طلب القص على الرصيف.

Table R18.10.1—Governing design provisions for vertical wall segments[1]

جدول التوصية - R.10.10.1 أحكام التصميم الحاكمة لقطاعات الجدار الرأسية (1)

Clear height of vertical wall segment/length of vertical wall segment, (h_w/ℓ_w)	Length of vertical wall segment/wall thickness (ℓ_w/b_w)		
	$(\ell_w/b_w) \leq 2.5$	$2.5 < (\ell_w/b_w) \leq 6.0$	$(\ell_w/b_w) > 6.0$
$h_w/\ell_w < 2.0$	Wall	Wall	Wall
$h_w/\ell_w \geq 2.0$	Wall pier required to satisfy specified column design requirements; refer to 18.10.8.1	Wall pier required to satisfy specified column design requirements or alternative requirements; refer to 18.10.8.1	Wall

[1] hw is the clear height, ℓw is the horizontal length, and bw is the width of the web of the wall segment.

[1] hw هو الارتفاع الواضح ، و ℓw هو الطول الأفقي ، و bw هو عرض الشفة جزء الجدار

18.10.2 Reinforcement

18.10.2 التسليح

18.10.2.1 The distributed web reinforcement ratios, $\rho \ell$ and ρt , for structural walls shall be at least 0.0025, except that if V_u does not exceed $A_{cv} \lambda' f_c$, $\rho \ell$ and ρt shall be permitted to be reduced to the values in 11.6. Reinforcement spacing each way in structural walls shall not exceed 18 in. Reinforcement contributing to V_n shall be continuous and shall be distributed across the shear plane

18.10.2.1 يجب أن تكون نسب التسليح الموزعة على الشفة الوسطية ، $\rho \ell$ و ρt ، لجدران القص، على الأقل 0.0025 ، باستثناء أنه إذا لم تتجاوز V_u $A_{cv} \lambda' f_c$ ، $\rho \ell$ و ρt يسمح بتخفيضها إلى القيم في 11.6. يجب ألا يتجاوز التباعد في كل اتجاه لجدران القص 18 بوصة. يجب أن يكون التسليح المساهم في V_n متواصلاً ويتم توزيعه عبر مستوى القص.

18.10.2.2 At least two curtains of reinforcement shall be used in a wall if $V_u > 2A_{cv} \lambda' f_c$ or $hw/\ell w \geq 2.0$, in which hw and ℓw refer to height and length of entire wall, respectively.

18.10.2.2 يجب استخدام طيقتين من التسليح على الأقل في الجدار إذا كان $V_u > 2A_{cv} \lambda' f_c$ أو $hw / \ell w \geq 2.0$ ، حيث يشير hw و ℓw إلى ارتفاع وطول الجدار بأكمله ، على التوالي.

18.10.2 Reinforcement—Minimum reinforcement requirements in 18.10.2.1 follow from preceding Codes. The requirement for distributed shear reinforcement is related to the intent to control the width of inclined cracks. The requirement for two layers of reinforcement in walls resisting substantial design shears in 18.10.2.2 is based on the observation that, under ordinary construction conditions, the probability of maintaining a single layer of reinforcement near the middle of the wall section is quite low. Furthermore, presence of reinforcement close to the surface tends to inhibit fragmentation of the concrete in the event of severe cracking during an earthquake. The requirement for two layers of vertical reinforcement in more slender walls is to improve lateral stability of the compression zone under cyclic loads following yielding of vertical reinforcement in tension.

18.10.2 التسليح - تتبع متطلبات التسليح الدنيا في 18.10.2.1 من الكود السابقة. ترتبط متطلبات تقوية القص الموزعة بقصد التحكم في عرض الشقوق المائلة. يعتمد الشرط لطبقتين من التسليح في الجدران التي تقاوم مقصات التصميم الكبيرة في 18.10.2.2 على الملاحظة التي، في ظل ظروف البناء العادية، احتمال الحفاظ على طبقة واحدة من التسليح بالقرب من منتصف مقطع الجدار منخفض للغاية. علاوة على ذلك، فإن وجود تقوية قريبة من السطح يميل إلى منع تجزئة الخرسانة في حالة حدوث تصدع حاد أثناء حدوث زلزال. يتمثل الشرط الخاص بطبقتين من التسليح العمودي في الجدران الأكثر نحيلة في تحسين الثبات الجانبي لمنطقة الانضغاط تحت الأحمال الدورية بعد الحصول على التسليح رأسي في الشد.

CODE

الكود

18.10.2.3 Reinforcement in structural walls shall be developed or spliced for f_y in tension in accordance with 25.4, 25.5, and (a) through (c):

(a) Longitudinal reinforcement shall extend beyond the point at which it is no longer required to resist flexure by least $0.8l_w$, except at the top of a wall

(b) At locations where yielding of longitudinal reinforcement is likely to occur as a result of lateral displacements, development lengths of longitudinal reinforcement shall be 1.25 times the values calculated for f_y in tension

(c) Mechanical splices of reinforcement shall conform to 18.2.7 and welded splices of reinforcement shall conform to 18.2.8

18.10.2.3 يجب تثبيت التسليح في جدران القص أو توصيلها من أجل f_y في حالة الشد وفقاً لـ 25.4 و 25.5 و (a) إلى (c) :
(أ) يجب أن يمتد التسليح الطولي إلى خارج النقطة التي لم تعد مطلوبة فيها مقاومة الانحناء بنسبة $0.8l_w$ على الأقل، باستثناء الجزء العلوي من الجدار
(ب) في المواقع التي من المرجح أن يحدث فيها خضوع التسليح الطولي نتيجة للزحزحة الجانبية، يجب أن تكون أطوال تثبيت التسليح الطولي 1.25 أضعاف القيم المحسوبة لـ f_y في الشد
(ج) يجب أن تتطابق تسليح التوصيلات الميكانيكية مع 18.2.7 ويجب أن تتوافق تسليح التوصيلات الملحومة مع 18.2.8.

18.10.3 Design forces— V_u shall be obtained from the lateral load analysis in accordance with the factored load combinations

18.10.3 القوى التصميمية - يجب الحصول على V_u من تحليل الحمل الجانبي وفقاً لتراكيب الحمل المصعد.

COMMENTARY

التعليق

R18.10.2.3 Requirements are based on provisions in Chapter 25. Because actual forces in longitudinal reinforcement of structural walls may exceed calculated forces, reinforcement should be developed or spliced to reach the yield strength of the bar in tension. At locations where yielding of longitudinal reinforcement is expected, a 1.25 multiplier is applied to account for the likelihood that the actual yield strength exceeds the specified yield strength of the bar, as well as the influence of strain hardening and cyclic load reversals. Where transverse reinforcement is used, development lengths for straight and hooked bars may be reduced as permitted in 25.4.2 and 25.4.3, respectively, because closely spaced transverse reinforcement improves the performance of splices and hooks subjected to repeated inelastic demands (ACI 408.2R).

R18.10.2.3 وتستند المتطلبات إلى أحكام في الفصل 25. لأن القوى الفعلية في التسليح الطولي للجدران الهيكلية قد تتجاوز القوات المحسوبة، يجب تثبيت التسليح أو الربط للوصول إلى قوة إنتاج القضيبي في الشد في المواقع التي يتوقع فيها الحصول على تقوية طولية، يتم تطبيق 1.25 مضاعف لحساب احتمال أن تتجاوز قوة الخضوع الفعلي مقاومة الخضوع المحددة للشريط، وكذلك التأثيرات الصعبة للانفعال وانعكاس الحمل الدوري. عند استخدام التسليح العرضي، يمكن خفض أطوال التثبيت للأشرطة المستقيمة والمشبعة بما هو مسموح به في 25.4.2 و 25.4.3، على التوالي، لأن التسليح العرضي المتقارب يحسن أداء التوصيلات والخطافات المعرضة للمطالب غير المرنة المتكررة (ACI 408.2R).

R18.10.3 Design forces—Design shears for structural walls are obtained from lateral load analysis with the appropriate load factors. However, the possibility of yielding in components of such structures should be considered, as in the portion of a wall between two window openings, in which case the actual shear may be in excess of the shear indicated by lateral load analysis based on factored design forces.

R18.10.3 قوى التصميم - يتم الحصول على مقصات التصميم للجدران الإنشائية من تحليل الحمل الجانبي مع عوامل الحمولة المناسبة. ومع ذلك، ينبغي النظر في إمكانية الخضوع في مكونات هذه الهياكل، كما هو الحال في جزء من الجدار بين فتحتين للنافذة، وفي هذه الحالة قد يكون القص الفعلي أكبر من القص المشار إليه في تحليل الحمل الجانبي بناءً على قوى تصميم العوامل.

CODE

الكود

18.10.4 Shear strength

18.10.4 مقاومة القص

18.10.4.1 V_n of structural walls shall not exceed:

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (18.10.4.1)$$

where the coefficient α_c is 3.0 for $hw/\ell_w \leq 1.5$, is 2.0 for $hw/\ell_w \geq 2.0$, and varies linearly between 3.0 and 2.0 for hw/ℓ_w between 1.5 and 2.0.

18.10.4.1 V_n لجدران القص يجب ألا يتجاوز :

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (18.10.4.1)$$

حيث يكون معامل α_c هو 3.0 لـ $hw / \ell_w \leq 1.5$ ، هو 2.0 لـ $hw / \ell_w \geq 2.0$ ، ويتغير خطياً بين 3.0 و 2.0 لـ hw / ℓ_w بين 1.5 و 2.0.

COMMENTARY

التعليق

R18.10.4 Shear strength—Equation (18.10.4.1) recognizes the higher shear strength of walls with high shear to moment ratios (Hirosawa 1977; Joint ACI-ASCE Committee 326 1962; Barda et al. 1977). The nominal shear strength is given in terms of the net area of the section resisting shear. For a rectangular section without openings, the term A_{cv} refers to the gross area of the cross section rather than to the product of the width and the effective depth. The definition of A_{cv} in Eq. (18.10.4.1) facilitates design calculations for walls with uniformly distributed reinforcement and walls with openings. A vertical wall segment refers to a part of a wall bounded horizontally by openings or by an opening and an edge. For an isolated wall or a vertical wall segment, ρ_t refers to horizontal reinforcement and ρ_l refers to vertical reinforcement. The ratio hw/ℓ_w may refer to overall dimensions of a wall, or of a segment of the wall bounded by two openings, or an opening and an edge. The intent of 18.10.4.2 is to make certain that any segment of a wall is not assigned a unit strength greater than that for the entire wall. However, a wall segment with a ratio of hw/ℓ_w higher than that of the entire wall should be proportioned for the unit strength associated with the ratio hw/ℓ_w based on the dimensions for that segment.

18.10.4 قوة القص - تعترف المعادلة (18.10.4.1) بقوة القص الأعلى للجدران ذات النسب القصوى العالية للقص (Hirosawa 1977) ؛ اللجنة المشتركة 326 1962 ACI-ASCE ؛ (Barda et al 1977) يتم إعطاء مقاومة القص الاسمية من حيث المساحة الصافية للمقطع المقاوم للقص. بالنسبة لمقطع مستطيل بدون فتحات، يشير المصطلح A_{cv} إلى المساحة الإجمالية للمقطع العرضي بدلاً من ناتج العرض والعمق الفعال. تعريف A_{cv} في المعادل (18.10.4.1) يسهل حسابات التصميم للجدران مع التسليح الموزعة بشكل موحد والجدران مع الفتحات. يشير جزء الجدار العمودي إلى جزء من جدار محدد أفقياً بالفتحات أو بفتحة وحافة. بالنسبة للجدار المعزول أو قطاع الجدار العمودي، يشير إلى التسليح الأفقي ويشير إلى التسليح العمودي. قد تشير نسبة hw / ℓ_w إلى الأبعاد الكلية لجدار، أو إلى جزء من الجدار يحده فتحتان، أو فتحة وحافة. الهدف من 18.10.4.2 هو التأكد من عدم تخصيص أي جزء من الجدار لقوة وحدة أكبر من ذلك بالنسبة للجدار بأكمله. ومع ذلك، ينبغي أن يتناسب جزء الجدار مع نسبة hw / ℓ_w أعلى من الجدار بأكمله بالنسبة لقوة الوحدة المرتبطة بالنسبة hw / ℓ_w استناداً إلى أبعاد ذلك الجزء.

To restrain the inclined cracks effectively, reinforcement included in ρ_t and ρ_l should be appropriately distributed along the length and height of the wall (refer to 18.10.4.3). Chord reinforcement provided near wall edges in concentrated amounts for resisting bending moment is not to be included in determining ρ_t and ρ_l . Within practical limits, shear reinforcement distribution should be uniform and at a small spacing. If the factored shear force at a given level in a structure is resisted by several walls or several vertical wall segments of a perforated wall, the average unit shear strength assumed for the total available cross-sectional area is limited to $8' f_c$ with the additional requirement that the unit shear strength assigned to any single vertical wall segment does not exceed $10' f_c$. The upper limit of strength to be assigned to any one member is imposed to limit the degree of redistribution of shear force. Horizontal wall segments in 18.10.4.5 refer to wall sections between two vertically aligned openings (refer to Fig. R18.10.4.5).

CODE

الكود

18.10.4.2 In 18.10.4.1, the value of ratio $hw/\ell w$ used to calculate V_n for segments of a wall shall be the greater of the ratios for the entire wall and the segment of wall considered.

18.10.4.2 في 18.10.4.1 ، تكون قيمة النسبة $hw/\ell w$ المستخدمة في حساب V_n لقطاعات الجدار أكبر من النسب بالنسبة للجدار بأكمله وجزء الجدار المعتبرة.

18.10.4.3 Walls shall have distributed shear reinforcement in two orthogonal directions in the plane of the wall. If $hw/\ell w$ does not exceed 2.0, reinforcement ratio ρ_l shall be at least the reinforcement ratio ρ_t .

18.10.4.3 يجب أن يكون للجدران تسليح قص موزع في اتجاهين متعامدين في مستوى الجدار. إذا كان $hw/\ell w$ لا يتجاوز 2.0 ، يجب أن تكون نسبة التسليح ρ_l على الأقل نسبة التسليح ρ_t .

18.10.4.4 For all vertical wall segments sharing a common lateral force, V_n shall not be taken greater than $8A_{cv} ' f_c$, where A_{cv} is the gross area of concrete bounded by web thickness and length of section. For any one of the individual vertical wall segments, V_n shall not be taken greater than $10A_{cw} ' f_c$, where A_{cw} is the area of concrete section of the individual vertical wall segment considered.

18.10.4.4 بالنسبة لجميع القطاعات الرأسية للجدران التي تشارك القوة الجانبية المشتركة، لا يجب أن يؤخذ V_n أكبر من $8A_{cv} ' f_c$ ، حيث يكون A_{cv} هو المقطع الكلي للخرسانة المحدود بسمك الشفة الوسطية وطول المقطع. بالنسبة لأي واحد من القطاعات الرأسية الفردية للجدران، يجب ألا يتم أخذ V_n أكبر من $10A_{cw} ' f_c$ ، حيث أن A_{cw} هي مساحة المقطع الخرساني للقطعة الرأسية الفردية للجدار المعتبر.

18.10.4.5 For horizontal wall segments and coupling beams, V_n shall not be taken greater than $10A_{cw} ' f_c$, where A_{cw} is the area of concrete section of a horizontal wall segment or coupling beam.

18.10.4.5 بالنسبة للقطاعات الأفقية للجدران والكمرات المزدوجة ، لا يجب أن يؤخذ V_n أكبر من $10A_{cw} ' f_c$ ، حيث يكون A_{cw} هو مساحة المقطع الخرساني للقطعة الأفقية من الجدار أو الكمرات المزدوجة.

COMMENTARY

التعليق

It is, in effect, a vertical wall segment rotated through 90 degrees. A horizontal wall segment is also referred to as a coupling beam when the openings are aligned vertically over the building height. When designing a horizontal wall segment or coupling beam, ρ_t refers to vertical reinforcement and ρ_l refers to horizontal reinforcement.

يشير جزء الجدار العمودي إلى جزء من جدار محدد أفقياً بالفتحات أو بفتحة وحافة. بالنسبة للجدار المعزول أو قطاع الجدار العمودي، يشير إلى التسليح الأفقي ويشير إلى التسليح العمودي. قد تشير نسبة $hw/\ell w$ إلى الأبعاد الكلية لجدار، أو إلى جزء من الجدار يحده فتحتان، أو فتحة وحافة. الهدف من 18.10.4.2 هو التأكد من عدم تخصيص أي جزء من الجدار لقوة وحدة أكبر من ذلك بالنسبة للجدار بأكمله. ومع ذلك، ينبغي أن يتناسب جزء الجدار مع نسبة $hw/\ell w$ أعلى من الجدار بأكمله بالنسبة لقوة الوحدة المرتبطة بالنسبة $hw/\ell w$ استناداً إلى أبعاد ذلك الجزء.

لتقييد الشقوق المائلة بشكل فعال، يجب توزيع التسليح المضمن في ρ_t و ρ_l بشكل مناسب على طول الجدار وارتفاعه (راجع 18.10.4.3). لا ينبغي أن تدرج تقوية وتر توفير قرب حواف الجدار في كميات مركزة لمقاومة عزم الانحناء في تحديد ρ_t و ρ_l ضمن الحدود العملية، يجب أن يكون توزيع تسليح القص موحداً وعلى مسافات صغيرة. إذا قاومت قوة القص المحسوبة في مستوى معين في هيكل من قبل العديد من الجدران أو عدة قطاعات الجدار الرأسية للجدار المتقرب، فإن متوسط قوة القص لوحدة المساحة الإجمالية المستعرضة المتاحة يقتصر على $8 f_c$ مع الإضافات يجب ألا تتجاوز وحدة القص التي تم تخصيصها لأي جزء من الجدار الرأسية الواحد $10 f_c$. يفرض الحد الأعلى من القوة المراد تعيينها لأي عضو واحد للحد من درجة إعادة توزيع قوة القص. تشير مقاطع الحائط الأفقية في 18.10.4.5 إلى مقاطع الحائط بين فتحتين محايدتين عمودياً (راجع الشكل 18.10.4.5). هو، في الواقع، جزء الجدار الرأسية تناوب من خلال 90 درجة. ويشار أيضاً إلى جزء الجدار الأفقي باسم كمرة اقتتران عند محاذاة الفتحات رأسياً فوق ارتفاع المبنى. عند تصميم جزء جدار أفقي أو كمرة اقتتران، يشير إلى التسليح العمودي و ρ_l يشير إلى التسليح الأفقي.

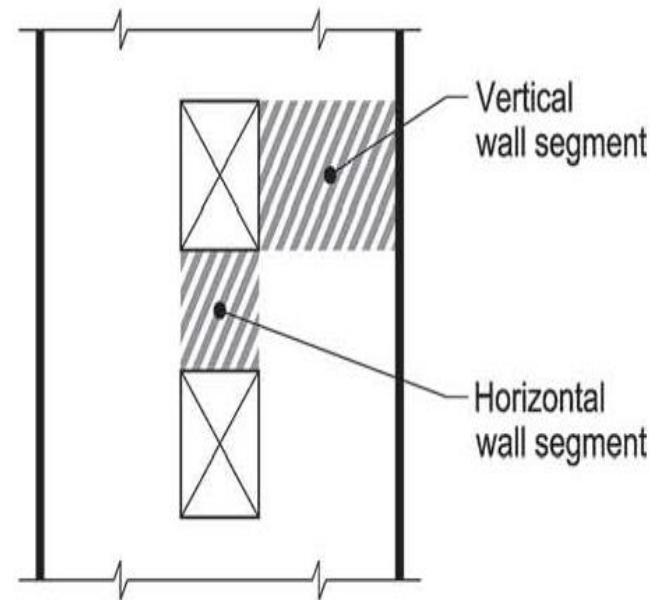


Fig. R18.10.4.5—Wall with openings.

الشكل - R18.10.4.5. الجدار ذو الفتحات.

CODE

الكود

18.10.5 Design for flexure and axial force

18.10.5 تصميم الانحناء والقوة المحورية

18.10.5.1 Structural walls and portions of such walls subject to combined flexure and axial loads shall be designed in accordance with 22.4. Concrete and developed longitudinal reinforcement within effective flange widths, boundary elements, and the wall web shall be considered effective. The effects of openings shall be considered.

18.10.5.1 يجب أن تصمم جدران القص وأجزاء من هذه الجدران تخضع للانحناءات وأحمال محورية مركبة طبقاً للمواصفة 22.4. يجب اعتبار التسليح الطولي المثبت والخرسانة ضمن العرض الفعال للشفة العليا وعناصر حدية والشفة الوسطية الفعالة للجدار. يجب النظر في تأثيرات الفتحات.

18.10.5.2 Unless a more detailed analysis is performed, effective flange widths of flanged sections shall extend from the face of the web a distance equal to the lesser of one-half the distance to an adjacent wall web and 25 percent of the total wall height.

18.10.5.2 ما لم يتم إجراء تحليل أكثر تفصيلاً ، يجب أن يمتد عرض الشفة العليا الفعال للمقاطع من وجه الشفة الوسطية لمسافة مساوية لأقل من نصف المسافة إلى الشفة الوسطية للجدار المجاورة و 25٪ من إجمالي ارتفاع الجدار .

18.10.6 Boundary elements of special structural walls

18.10.6 العناصر الحدية لجدران القص الخاصة

COMMENTARY

التعليق

R18.10.5 Design for flexure and axial force

R18.10.5 تصميم الانحناء والقوة المحورية

R18.10.5.1 Flexural strength of a wall or wall segment is determined according to procedures commonly used for columns. Strength should be determined considering the applied axial and lateral forces. Reinforcement concentrated in boundary elements and distributed in flanges and webs should be included in the strength calculations based on a strain compatibility analysis. The foundation supporting the wall should be designed to resist the wall boundary and web forces. For walls with openings, the influence of the opening or openings on flexural and shear strengths is to be considered and a load path around the opening or openings should be verified. Capacity-design concepts and strut-and-tie models may be useful for this purpose (Taylor et al. 1998).

R18.10.5.1 يتم تحديد قوة الانحناء لشريحة جدار أو جدار وفقاً للإجراءات المستخدمة بشكل شائع للأعمدة. يجب تحديد القوة مع الأخذ بعين الاعتبار القوى المحورية والجانبية التطبيقية. يجب أن تدرج التسليح المركزة في العناصر الحدودية والموزعة في الفلنجات والشفة في حسابات القوة بناءً على تحليل توافق التأثيرات الصعبة للانفعال. ينبغي تصميم الأساس الذي يدعم الجدار لمقاومة حدود الجدار وقوات الشفة. بالنسبة للجدران ذات الفتحات، يجب النظر في تأثير الفتحة أو الفتحات على قوة الانثناء وقص القص ويجب التحقق من مسار الحمل حول الفتحة أو الفتحات. قد تكون مفاهيم تصميم القدرات ونماذج القوائم والرباط مفيدة لهذا الغرض (Taylor et al. 1998).

R18.10.5.2 Where wall sections intersect to form L-, T-, C-, or other cross-sectional shapes, the influence of the flange on the behavior of the wall should be considered by selecting appropriate flange widths. Tests (Wallace 1996) show that effective flange width increases with increasing drift level and the effectiveness of a flange in compression differs from that for a flange in tension. The value used for the effective compression flange width has little effect on the strength and deformation capacity of the wall; therefore, to simplify design, a single value of effective flange width based on an estimate of the effective tension flange width is used in both tension and compression.

R18.10.5.2 حيثما تتقاطع أقسام الجدران لتشكل أشكال L أو T أو C أو أشكال مقطع العرضي أخرى ، ينبغي النظر في تأثير الشفة على سلوك الجدار باختيار عرض شفة مناسبة. تبين الاختبارات (والاس 1996) أن عرض الشفة الفعال يزداد مع زيادة مستوى الانجراف وفعالية الشفة في الانضغاط يختلف عن شفة الشد. إن القيمة المستخدمة لعرض شفة الانضغاط الفعال لها تأثير ضئيل على قدرة الشد والجدار وتشوهها؛ لذلك، لتبسيط التصميم، يتم استخدام قيمة واحدة من عرض شفة فعالة استناداً إلى تقدير عرض شفة الشد الفعال في كل من الشد والضغط.

R18.10.6 Boundary elements of special structural walls

R18.10.6 العناصر الحدية لجدران القص الخاصة

CODE

الكود

18.10.6.1 The need for special boundary elements at the edges of structural walls shall be evaluated in accordance with 18.10.6.2 or 18.10.6.3. The requirements of 18.10.6.4 and 18.10.6.5 shall also be satisfied.

18.10.6.1 يجب تقييم الحاجة لعناصر حدية خاصة عند أطراف جدران القص وفقاً لـ 18.10.6.2 أو 18.10.6.3. يجب أيضاً تلبية متطلبات 18.10.6.4 و 18.10.6.5.

18.10.6.2 Walls or wall piers with $hw/\ell_w \geq 2.0$ that are effectively continuous from the base of structure to top of wall and are designed to have a single critical section for flexure and axial loads shall satisfy (a) and (b) or shall be designed by 18.10.6.3: (a) Compression zones shall be reinforced with special boundary elements where

$$c \geq \frac{\ell_w}{600(1.5\delta_u/h_w)} \quad (18.10.6.2)$$

and c corresponds to the largest neutral axis depth calculated for the factored axial force and nominal moment strength consistent with the direction of the design displacement δ_u . Ratio δ_u/hw shall not be taken less than 0.005. (b) Where special boundary elements are required by (a), the special boundary element transverse reinforcement shall extend vertically above and below the critical section at least the greater of ℓ_w and $M_u/4V_u$, except as permitted in 18.10.6.4(g).

18.10.6.2 يجب أن تفي الجدران أو ركائز الجدران ذات $hw/\ell_w \geq 2.0$ التي تكون مستمرة بشكل فعال من قاعدة المنشأ إلى قمة الجدار وتكون مصممة بحيث يكون لها مقطع حرج واحد من أجل الانحناء والأحمال المحورية (أ) و (ب) أو تصمم بحلول 18.10.6.3:

(أ) يتم تسليح مناطق الضغط بعناصر حدية خاصة

$$c \geq \frac{\ell_w}{600(1.5\delta_u/h_w)} \quad (18.10.6.2)$$

حيث ويتوافق c مع عمق المحور المحايد الأكبر المحسوب للقوة المحورية المصعدة وقوة العزم الاسمية بما يتفق مع اتجاه الازاحة التصميمية δ_u . لا يسمح أخذ نسبة δ_u/hw أقل من 0.005.

(ب) عندما تكون العناصر الحدية الخاصة مطلوبة بواسطة (أ)، يجب أن يمتد التسليح العرضي للعنصر الحدي الخاص رأسياً فوق وتحت المقطع الحرج على الأقل أكبر من ℓ_w و $M_u/4V_u$ ، باستثناء ما هو مسموح به في 18.10.6.4 (g).

COMMENTARY

التعليق

R18.10.6.1 Two design approaches for evaluating detailing requirements at wall boundaries are included in 18.10.6.1. Provision 18.10.6.2 allows the use of displacement-based design of walls, in which the structural details are determined directly on the basis of the expected lateral displacements of the wall. The provisions of 18.10.6.3 are similar to those of the 1995 Code, and have been retained because they are conservative for assessing required transverse reinforcement at wall boundaries for many walls. Provisions 18.10.6.4 and 18.10.6.5 apply to structural walls designed by either 18.10.6.2 or 18.10.6.3.

R18.10.6.1 تم تضمين طريقتين لتصميم لتقييم المتطلبات التفصيلية على حدود الجدار في 18.10.6.1. يتيح البند 18.10.6.2 استخدام تصميم الجدران القائم، حيث يتم تحديد التفاصيل الهيكلية مباشرة على أساس التشريد الجانبي المتوقع للجدار. تشبه أحكام 18.10.6.3 أحكام قانون عام 1995، وتم الاحتفاظ بها لأنها متحفظة لتقييم التسليح العرضي المطلوب عند حدود الجدار للعديد من الجدران. تنطبق الأحكام 18.10.6.4 و 18.10.6.5 على جدران القص المصممة إما 18.10.6.2 أو 18.10.6.3.

R18.10.6.2 This section is based on the assumption that inelastic response of the wall is dominated by flexural action at a critical, yielding section. The wall should be proportioned so that the critical section occurs where intended. Equation (18.10.6.2) follows from a displacement-based approach (Moehle 1992; Wallace and Orakcal 2002). The approach assumes that special boundary elements are required to confine the concrete where the strain at the extreme compression fiber of the wall exceeds a critical value when the wall is displaced to 1.5 times the design displacement. The multiplier of 1.5 on design displacement was added to Equation (18.10.6.2) in the 2014 version of this Code to produce detailing requirements more consistent with the building code performance intent of a low probability of collapse in Maximum Considered Earthquake level shaking. The lower limit of 0.005 on the quantity δ_u/hw requires special boundary elements if wall boundary longitudinal reinforcement tensile strain does not reach approximately twice the limit used to define tension controlled beam sections according to 21.2.2. The lower limit of 0.005 on the quantity δ_u/hw requires moderate wall deformation capacity for stiff buildings. The neutral axis depth c in Eq. (18.10.6.2) is the depth calculated according to 22.2 corresponding to development of nominal flexural strength of the wall when displaced in the same direction as δ_u . The axial load is the factored axial load that is consistent with the design load combination that produces the design displacement δ_u . The height of the special boundary element is based on estimates of plastic hinge length and extends beyond the zone over which yielding of tension reinforcement and spalling of concrete are likely to occur.

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

18.10.6.3 Structural walls not designed in accordance with 18.10.6.2 shall have special boundary elements at boundaries and edges around openings of structural walls where the maximum extreme fiber compressive stress, corresponding to load combinations including earthquake effects E, exceeds $0.2fc'$. The special boundary element shall be permitted to be discontinued where the calculated compressive stress is less than $0.15fc'$. Stresses shall be calculated for the factored loads using a linearly elastic model and gross section properties. For walls with flanges, an effective flange width as given in 18.10.5.2 shall be used.

18.10.6.3 يجب أن تكون جدران القص الغير مصممة وفقاً لـ 18.10.6.2 عناصر حدية خاصة عند الحدود والاطراف حول فتحات جدران القص حيث يتجاوز أقصى أجهاد ضغط للألياف الخارجية ، بما يطابق تراكيب الحمل بما في ذلك تأثيرات الزلزال E ، $0.2fc'$. يجب أن يتم إيقاف العنصر الحدي الخاص عندما يكون أجهاد الضغط المحسوب أقل من $0.15fc'$. يجب حساب الإجهادات للأحمال المصعدة باستخدام نموذج مرن خطي وخصائص المقطع الإجمالي . بالنسبة للجدران ذات شفات علوية، يجب استخدام عرض شفة فعال كما هو موضح في 18.10.5.2.

R18.10.6.2 يستند هذا القسم إلى افتراض أن الاستجابة غير المرنة للجدار تهيمن عليها إجراءات الانحناء في مقطع بالغ الأهمية. يجب أن يكون الجدار متناسباً بحيث يحدث المقطع الحرج في المكان المقصود. وتتبع المعادلة (18.10.6.2) من نهج قائم على النزوح (Moehle 1992) ، والاس وأوراككال 2002 . (يفترض النهج أن العناصر الحدودية الخاصة مطلوبة لحصر الخرسانة حيث تتجاوز التأثيرات الصعبة للانفعال الموجودة في ألياف الضغط المفرطة للجدار قيمة حرجة عندما يتم تشريد الجدار إلى 1.5 مرة من إزاحة التصميم. تمت إضافة مضاعف 1.5 على تصميم التشريد إلى Equation (18.10.6.2) في إصدار 2014 من هذا القانون لإنتاج متطلبات تفصيلية أكثر انسجاماً مع نية أداء كود المبنى من احتمال منخفض للانهيار في اهتزاز مستوى الزلزال الأقصى. الحد الأدنى من 0.005 على الكمية δu يتطلب عناصر حدود خاصة إذا لم تصل سلالة الشد التسليح الطولي للحدود إلى حدود ضعف الحد الأقصى المستخدم لتحديد مقاطع الكمرات التي يتحكم فيها الشد وفقاً لـ 21.2.2. يتطلب الحد الأدنى من 0.005 على الكمية $\delta u / hw$ قدرة تشوه الجدار المتوسطة للمباني الصلبة. عمق المحاور المحايد c في المعادل (18.10.6.2) هو العمق المحسوب وفقاً لـ 22.2 المقابل لتثبيت قوة الانحناء الاسمية للجدار عند النزوح في نفس اتجاه δu الحمل المحوري هو الحمل المحوري المختبري الذي يتمشى مع تركيبة الحمل التصميمية التي تنتج إزاحة التصميم δu ويستند ارتفاع العنصر الحدودي الخاص إلى تقديرات طول المفصل الخضوع ويمتد إلى ما وراء المنطقة التي من المرجح أن يحدث فيها تقوية الشد والخرسانة.

R18.10.6.3 By this procedure, the wall is considered to be acted on by gravity loads and the maximum shear and moment induced by earthquake in a given direction. Under this loading, the compressed boundary at the critical section resists the tributary gravity load plus the compressive resultant associated with the bending moment. Recognizing that this loading condition may be repeated many times during the strong motion, the concrete is to be confined where the calculated compressive stresses exceed a nominal critical value equal to $0.2fc'$. The stress is to be calculated for the factored forces on the section assuming linear response of the gross concrete section. The compressive stress of $0.2fc'$ is used as an index value and does not necessarily describe the actual state of stress that may develop at the critical section under the influence of the actual inertia forces for the anticipated earthquake intensity.

R18.10.6.3 في هذا الإجراء ، يُعتبر أن الجدار يتحكم فيه بأحمال الجاذبية وأقصى قص وعزم يسببها الزلزال في اتجاه معين. تحت هذا التحميل، فإن الحدود المضغوطة في القسم الحرج تقاوم حمل جاذبية بالإضافة إلى ناتج الانضغاط المرتبط بعزم الانحناء. إدراكاً بأن حالة التحميل هذه قد تتكرر عدة مرات أثناء الحركة القوية، يتم حصر الخرسانة حيث تتجاوز الضغوط الانضغاطية المحسوبة قيمة حرجة اسمية تساوي $0.2fc'$. يتم حساب الضغط للقوى المحسوبة في القسم على افتراض الاستجابة الخطية لقسم الخرسانة الإجمالي. يتم استخدام الضغط الانضغاطي لـ $0.2fc'$ كقيمة مؤشر ولا يصف بالضرورة الحالة الفعلية للإجهاد الذي قد يتطور في القسم الحرج تحت تأثير قوى القصور الذاتي الفعلية لكثافة الزلزال المتوقعة.

CODE

الكود

18.10.6.4 Where special boundary elements are required by 18.10.6.2 or 18.10.6.3, (a) through (h) shall be satisfied: (a) The boundary element shall extend horizontally from the extreme compression fiber a distance at least the greater of $c - 0.1\ell_w$ and $c/2$, where c is the largest neutral axis depth calculated for the factored axial force and nominal moment strength consistent with δu . (b) Width of the flexural compression zone, b , over the horizontal distance calculated by 18.10.6.4(a), including flange if present, shall be at least $h_u/16$. (c) For walls or wall piers with $h_w/\ell_w \geq 2.0$ that are effectively continuous from the base of structure to top of wall, designed to have a single critical section for flexure and axial loads, and with $c/\ell_w \geq 3/8$, width of the flexural compression zone b over the length calculated in 18.10.6.4(a) shall be greater than or equal to 300 mm. (d) In flanged sections, the boundary element shall include the effective flange width in compression and shall extend at least 300 mm. into the web. (e) The boundary element transverse reinforcement shall satisfy 18.7.5.2(a) through (e) and 18.7.5.3, except the value h_x in 18.7.5.2 shall not exceed the lesser of 350 mm. and two-thirds of the boundary element thickness, and the transverse reinforcement spacing limit of 18.7.5.3(a) shall be one-third of the least dimension of the boundary element. (f) The amount of transverse reinforcement shall be in accordance with Table 18.10.6.4(f).

18.10.6.2 عندما تكون العناصر الحديدية الخاصة مطلوبة في **18.10.6.4** أو **18.10.6.3** ، (أ) إلى (ح) ، يجب استيفائها:
(أ) يجب أن يمتد العنصر الحدي أفقياً من ألياف الضغط الخارجية مسافة لا تقل عن $c - 0.1\ell_w$ ، و $c/2$ ، حيث c هو أكبر عمق محور محايد محسوب للقوة المحورية المصعدة وقوة العزم الاسمية المتناسبة مع δu
(ب) يجب أن يكون عرض منطقة أنحناء الضغط، b ، على المسافة الأفقية المحسوبة في **18.10.6.4 (a)** ، بما في ذلك الشفة العليا إذا كانت موجودة ، $h_u/16$ على الأقل.
(ج) بالنسبة للجدران أو ركانز الجدران ذات $h_w/\ell_w \geq 2.0$ التي تكون مستمرة بشكل فعال من قاعدة المنشأ إلى قمة الجدار، مصممة بحيث يكون لها مقطع حرج واحد من أجل الانحناء والأحمال المحورية، ومع $c/\ell_w \geq 3/8$ ، يجب أن يكون عرض منطقة أنحناء الضغط b على الطول المحسوب في **18.10.6.4 (a)** أكبر من أو يساوي 300 mm. (د) في مقاطع الشفة العلوية، يجب أن يشتمل العنصر الحدي على العرض الفعال للشفة في الضغط وأن يمتد على الأقل 300 mm في الشفة الوسطية.
(هـ) يجب أن يستوفي التسليح العرضي للعنصر الحدي **18.7.5.2 (a)** إلى **(e)** و **18.7.5.3**، فيما عدا أن قيمة h_x في **18.7.5.2** يجب ألا تتجاوز أقل من 350 mm وتلثي سماكة العنصر الحدي، ويكون حد التباعد للتسليح العرضي وفقاً لـ **18.7.5.3 (a)** ثلث أقل بعد للعنصر الحدي.
(و) يجب أن تكون كمية التسليح العرضي وفقاً للجدول **18.10.6.4 (و)**.

COMMENTARY

التعليق

R18.10.6.4 The horizontal dimension of the special boundary element is intended to extend at least over the length where the concrete compressive strain exceeds the critical value. For flanged wall sections, including box shapes, L-shapes, and C-shapes, the calculation to determine the need for special boundary elements should include a direction of lateral load consistent with the orthogonal combinations defined in **ASCE/SEI 7**. The value of $c/2$ in 18.10.6.4(a) is to provide a minimum length of the special boundary element. Good detailing practice is to arrange the longitudinal reinforcement and the confinement reinforcement such that all primary longitudinal reinforcement at the wall boundary is supported by transverse reinforcement. A slenderness limit is introduced into the 2014 edition of this Code based on lateral instability failures of slender wall boundaries observed in recent earthquakes and tests (**Wallace 2012; Wallace et al. 2012**). For walls with large cover, where spalling of cover concrete would lead to a significantly reduced section, increased boundary element thickness should be considered. A value of $c/\ell_w \geq 3/8$ is used to define a wall critical section that is not tension-controlled according to **21.2.2**. A minimum wall thickness of 300 mm. is imposed to reduce the likelihood of lateral instability of the compression zone after spalling of cover concrete. Where flanges are highly stressed in compression, the web-to-flange interface is likely to be highly stressed and may sustain local crushing failure unless special boundary element reinforcement extends into the web. Required transverse reinforcement at wall boundaries is based on column provisions. Expression (a) of Table 18.10.6.4(f) was applied to wall special boundary elements prior to the 1999 edition of this Code. It is reinstated in the 2014 edition of this Code due to concerns that expression (b) of Table 18.10.6.4(f) by itself does not provide adequate transverse reinforcement for thin walls where concrete cover accounts for a significant portion of the wall thickness. For wall special boundary elements having rectangular cross section, A_g and A_{ch} in expressions (a) and (c) in Table 18.10.6.4(f) are defined as $A_g = \ell b_{eb}$ and $A_{ch} = b c_1 b c_2$, where dimensions are shown in Fig. R18.10.6.4.1. This considers that concrete spalling is likely to occur only on the exposed faces of the confined boundary element. The limits on h_x are intended to provide more uniform spacing of hoops and crossties for thin walls. Tests (Thomsen and Wallace 2004) show that adequate performance can be achieved using vertical spacing greater than permitted by 18.7.5.3(a). are summarized in Fig. R18.10.6.4.2 (Moehle et al. 2011). The horizontal reinforcement in a structural wall with low shear-to-moment ratio resists shear through truss action, with the horizontal bars acting like the stirrups in a beam. Thus, the horizontal bars provided for shear reinforcement must be developed within the confined core of the boundary must be developed within the confined core of the boundary element and extended as close to the end of the wall as cover requirements and proximity of other reinforcement permit. The anchored within the confined core of the boundary element and extended to within 6 in. from the end of the wall applies to all horizontal bars whether straight, hooked, or headed, as illustrated in Fig. R18.10.6.4.1. anchored within the confined core of the boundary element and extended to within 150 mm. from the end of the wall applies to all horizontal bars whether straight, hooked, or headed, as illustrated in Fig. R18.10.6.4.1.

CODE

الكود

Table 18.10.6.4(f)—Transverse reinforcement for special boundary elements

الجدول 18.10.6.4 (و) - التسليح العرضي للعناصر الحدية الخاصة

Transverse reinforcement	Applicable expressions	
A_{sh}/s_b for rectilinear hoop	Greater of $0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{ye}}$	(a)
	$0.09 \frac{f'_c}{f_{ye}}$	(b)
ρ_s for spiral or circular hoop	Greater of $0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{ye}}$	(c)
	$0.12 \frac{f'_c}{f_{ye}}$	(d)

(g) Where the critical section occurs at the wall base, the boundary element transverse reinforcement at the wall base shall extend into the support at least ℓ_d , in accordance with 18.10.2.3, of the largest longitudinal reinforcement in the special boundary element. Where the special boundary element terminates on a footing, mat, or pile cap, special boundary element transverse reinforcement shall extend at least 300 mm. into the footing, mat, or pile cap, unless a greater extension is required by 18.13.2.3. (h) Horizontal reinforcement in the wall web shall extend to within 6 in. of the end of the wall. Reinforcement shall be anchored to develop f_y within the confined core of the boundary element using standard hooks or heads. Where the confined boundary element has sufficient length to develop the horizontal web reinforcement, and A_{sfy}/s of the horizontal web reinforcement does not exceed A_{sfy}/s of the boundary element transverse reinforcement parallel to the horizontal web reinforcement, it shall be permitted to terminate the horizontal web reinforcement without a standard hook or head.

(ز) عندما يحدث المقطع الحرج عند قاعدة الجدار، فإن التسليح العرضي للعنصر الحدي في قاعدة الجدار يمتد إلى الركيزة على الأقل ℓ_d ، وفقاً لـ 18.10.2.3، لأكبر تسليح طولي للعنصر الحدي الخاص. عندما ينتهي العنصر الحدي الخاص على أساس أو لبشة أو تاج الخوازيق، يجب أن يمتد التسليح العرضي للعنصر الحدي الخاص ما لا يقل عن 300 mm في أساس أو لبشة أو تاج الخوازيق، ما لم يكن هناك تمديد أكبر مطلوب في 18.13.2.3. (ح) التسليح الأفقي في الشفة الوسطية للجدار يمتد إلى حدود 6 بوصات من نهاية الجدار. يجب تثبيت التسليح لتثبيت FY داخل النواة المحصورة للعنصر الحدي باستخدام عكفات أو رؤوس قياسية. عندما يكون للعنصر الحدي طول كافٍ لتثبيت التسليح الأفقي للشفة الوسطية، ولا يتجاوز A_{sfy}/s من التسليح الأفقي للشفة A_{sfy}/s للتسليح العرضي للعنصر الحدي بالتوازي مع التسليح الأفقي للشفة، يجب السماح بإنهاء التسليح الأفقي للشفة دون عكفة أو رؤوس قياسية.

COMMENTARY

التعليق

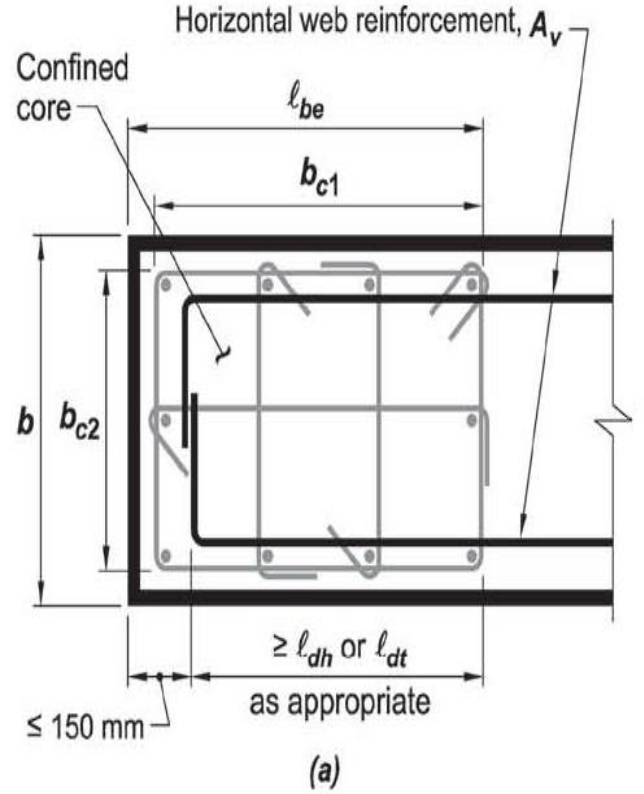
18.10.6.4 ويقصد من البعد الأفقي لعنصر الحدود الخاصة أن يمتد على الأقل على طول حيث تتجاوز سلالة ضغط الخرسانة القيمة الحرجة. بالنسبة لمقاطع الجدران ذات الحواف، بما في ذلك أشكال الصندوق والأشكال L والأشكال C، ينبغي أن يشتمل الحساب لتحديد الحاجة إلى عناصر حدية خاصة على اتجاه الحمولة الجانبية بما يتفق مع التركيبات المتعامدة المحددة في 7. ASCE / SEI قيمة ج / 2 في 18.10.6.4 (أ) هو توفير الحد الأدنى لطول عنصر الحدود الخاصة. إن الممارسة التفصيلية الجيدة هي ترتيب التسليح الطولي وتعزيز العزل بحيث يتم دعم جميع التسليح الطولية الأولية عند حدود الجدار بواسطة التسليح العرضي. تم إدخال حدود المرونة في طبعة 2014 من هذه الكود بناءً على إخفاقات عدم الاستقرار الجانبية لحدود الجدران النحيلة التي لوحظت في الزلازل والاختبارات الأخيرة (والاس 2012 ؛ والاس وآخرون 2012). بالنسبة للحوائط ذات الغطاء الكبير، حيث يؤدي قطع الخرسانة الخلوية إلى مقطع مخفض بشكل كبير، يجب النظر في زيادة سماكة العنصر الحدودي. يتم استخدام قيمة $c / \ell_w \geq 3/8$ لتعريف مقطع حرج جداري لا يتحكم في الشد وفقاً لـ 21.2.2. يتم فرض حد أدنى لسماكة الجدار 300 mm لتقليل احتمال عدم الاستقرار الجانبي لمنطقة الانضغاط بعد تشظي الخرسانة. وحيث تكون الفلنجات شديدة الضغط في الانضغاط، فمن المرجح أن تكون واجهة الشفة إلى الشفة شديدة الإجهاد ويمكن أن تحافظ على فشل التشقق المحلي ما لم يمتد تسليح العناصر الخاصة بالحدود إلى الشفة. التسليح العرضي المطلوب عند حدود الجدار يستند إلى أحكام العمود. تم تطبيق التعبير (أ) من الجدول 18.10.6.4 (و) على عناصر الحدود الخاصة بالجدار قبل طبعة عام 1999 من هذا القانون. تم إعادته في طبعة 2014 من هذا القانون بسبب المخاوف من هذا التعبير (ب) من الجدول 18.10.6.4 (و) في حد ذاته لا يوفر التسليح العرضي الكافي للجدران رقيقة حيث يشكل غطاء الخرسانة لجزء كبير من سمك الجدار. بالنسبة للعناصر الحدودية الخاصة التي تتسم بقطع عرضية مستطيلة، يتم تعريف العوامل A_g و A_{ch} في التعبيرات (a) و (c) في الجدول 18.10.6.4 (f) باسم $A_g = \ell_b b_e$ و $A_{ch} = b_c \ell_{bc}$ ، حيث تظهر الأبعاد في الشكل R18.10.6.4.1 ويرى هذا أن تشير الخرسانة من المحتمل أن يحدث فقط على الوجوه المكشوفة للعنصر الحدودي المحصور. وتهدف حدود HX لتوفير مزيد من التباعد بين الأطواق و cross ties موحدة للجدران رقيقة. تظهر الاختبارات (Thomsen و Wallace 2004) أنه يمكن تحقيق الأداء المناسب باستخدام مسافات رأسية أكبر من المسموح به في 18.7.5.3 (a). ملخصة في الشكل (Moehle et al. 2011). R18.10.6.4.2. يقاوم التسليح الأفقي في الجدار الإنشائي مع نسبة منخفضة من القص إلى عزم القص من خلال عمل التجايف، مع عمل الأشرطة الأفقية مثل الكانات في الكمرة. وهكذا، يجب تثبيت القضبان الأفقية التي تم توفيرها لتسليح القص داخل النواة المحصورة لحدود داخل النواة المحصورة للعنصر الحدودي وتمتد على مقربة من نهاية الجدار كمطالبات غلاف وقرب من تصاريح التسليح الأخرى. التي تتركز داخل النواة المحصورة لخط الحدودي وتمتد إلى 150 mm من نهاية الجدار على جميع القضبان الأفقية سواء كانت مستقيمة أو مانلة أو رأس، كما هو موضح في الشكل R.10.10.6.4.1. وينطبق جوهر العنصر الحدودي وتمتد إلى 6. من نهاية الجدار على جميع الأشرطة الأفقية سواء مستقيمة، معكوفة، أو برناسة، كما هو موضح في الشكل. R.18.10.6.4.1.

CODE

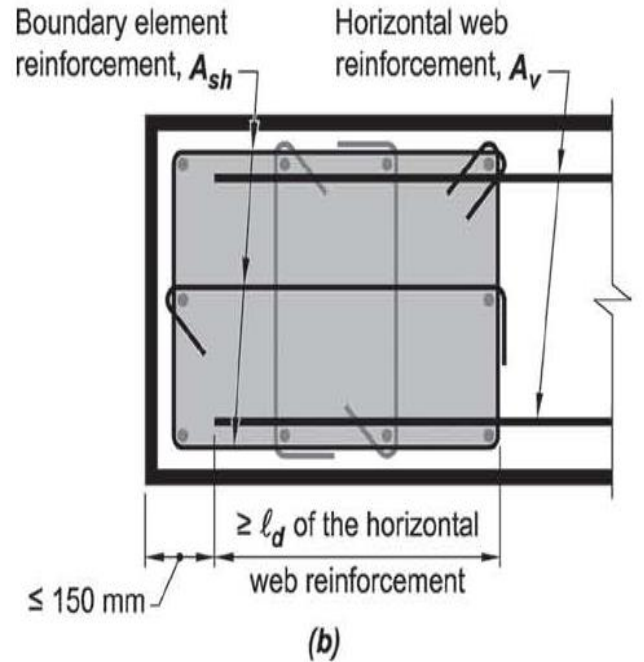
الكود

COMMENTARY

التعليق



Option with standard hooks or headed reinforcement



Option with straight developed reinforcement

Fig. R18.10.6.4.1—Development of wall horizontal reinforcement in confined boundary element

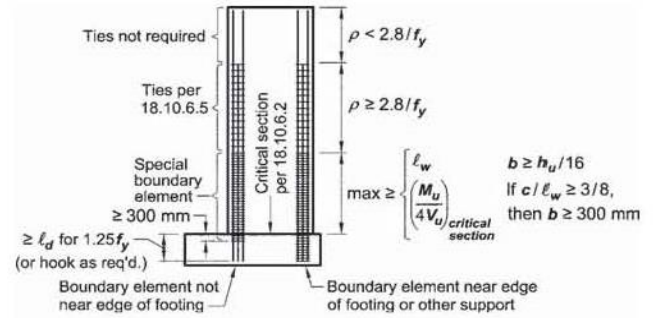
الشكل - R18.10.6.4.1: تثبيت التسليح الأفقي للجدار في عنصر الحدود الضيقة

CODE

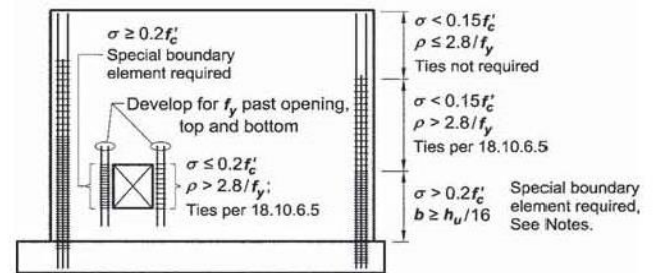
الكود

COMMENTARY

التعليق



(a) Wall with $h_w / l_w \geq 2.0$ and a single critical section controlled by flexure and axial load designed using 18.10.6.2, 18.10.6.4, and 18.10.6.5



Notes: Requirement for special boundary element is triggered if maximum extreme fiber compressive stress $\sigma \geq 0.2f'_c$. Once triggered, the special boundary element extends until $\sigma < 0.15f'_c$. Since $h_w / l_w \leq 2.0$, 18.10.6.4(c) does not apply.

(b) Wall and wall pier designed using 18.10.6.3, 18.10.6.4, and 18.10.6.5

Fig. R18.10.6.4.2—Summary of boundary element requirements for special walls

الشكل رقم - R18.10.6.4.2 ملخص متطلبات العناصر الحدودية للجدران الخاصة

18.10.6.5 Where special boundary elements are not required by 18.10.6.2 or 18.10.6.3, (a) and (b) shall be satisfied: (a) If the longitudinal reinforcement ratio at the wall boundary exceeds $400/f_y$, boundary transverse reinforcement shall satisfy 18.7.5.2(a) through (e) over the distance calculated in accordance with 18.10.6.4(a). The longitudinal spacing of transverse reinforcement at the wall boundary shall not exceed the lesser of 200 mm. and $8db$ of the smallest primary flexural reinforcing bars, except the spacing shall not exceed the lesser of 150 mm. and $6db$ within a distance equal to the greater of l_w and $M_u/4V_u$ above and below critical sections where yielding of longitudinal reinforcement is likely to occur as a result of inelastic lateral displacements. (b) Except where V_u in the plane of the wall is less than $Acv\lambda' f_c$, horizontal reinforcement terminating at the edges of structural walls without boundary elements shall have a standard hook engaging the edge reinforcement or the edge reinforcement shall be enclosed in U-stirrups having the same size and spacing as, and spliced to, the horizontal reinforcement.

R18.10.6.5 Cyclic load reversals may lead to buckling of boundary longitudinal reinforcement even in cases where the demands on the boundary of the wall do not require special boundary elements. For walls with moderate amounts of boundary longitudinal reinforcement, ties are required to inhibit buckling. The longitudinal reinforcement ratio is intended to include only the reinforcement at the wall boundary, as indicated in Fig. R18.10.6.5. A greater spacing of ties relative to 18.10.6.4(e) is allowed due to the lower deformation demands on the walls. Requirements of 18.10.6.5 apply over the entire wall height and are summarized in Fig. R18.10.6.4.2 for cases where special boundary elements are required (Moehle et al. 2011). The addition of hooks or U-stirrups at the ends of horizontal wall reinforcement provides anchorage so that the reinforcement will be effective in resisting shear forces. It will also tend to inhibit the buckling of the vertical edge reinforcement. In walls with low in-plane shear, the development of horizontal reinforcement is not necessary.

CODE

الكود

18.10.6.5 عندما تكون العناصر الحديدية الخاصة غير مطلوبة من 18.10.6.3 أو (أ) و (ب) تستوفي:

(أ) إذا كانت النسبة للتسليح الطولي في حدود الجدار يتجاوز $400/f_y$ وحدود التسليح العرضي يجب أن تستوفي 18.7.5.2 (a) إلى (e) على المسافة المحسوبة وفقاً لـ 18.10.6.4 (a). يجب أن لا يتجاوز التباعد الطولي للتسليح العرضي عند حدود الجدار أقل من 200 mm و 8db لأصغر أسياخ التسليح الرئيسي للأنحاء، إلا التباعد لا يتجاوز أقل من 150 mm و 6db على مسافة مساوية لأكثر من l_w و $4V_u / \mu$ فوق وتحت المقاطع الحرجة حيث من المرجح أن يحدث خضوع التسليح الطولي نتيجة للأزاحات الجانبية الغير مرنة.

(ب) ما لم V_u في مستوى الجدار هو أقل من $f_c \lambda' A_{cv}$ ، يجب أن ينتهي التسليح الأفقي عند أطراف جدران القص بدون عناصر حديدية لها عكفات قياسية تشترك في التسليح الطرفي أو يكون التسليح الطرفي مغلق U- ككائنات لها نفس الحجم والتباعد ، وتوصل إلى التسليح الأفقي.

COMMENTARY

التعليق

R18.10.6.5 يمكن أن تؤدي عمليات الانعكاس الأحمل للحلقة إلى تقوية التسليح الطولي للحدود حتى في الحالات التي لا تتطلب فيها متطلبات حدود الجدار عناصر حدود خاصة. بالنسبة للجدران ذات الكميات المعتدلة من التسليح الطولي، يلزم ربط الروابط لمنع التمزق. المقصود من نسبة التسليح الطولي لتشمل فقط التسليح على حدود الجدار، كما هو مبين في الشكل 18.10.6.5. R18.10.6.5 يسمح بوجود تباعد أكبر للعلاقات نسبة إلى 18.10.6.4 (e) بسبب انخفاض متطلبات التشوه على الجدران. تنطبق متطلبات 18.10.6.5 على طول الجدار بأكمله وتلخص في الشكل R.10.10.6.4.2 للحالات التي تكون فيها عناصر الحدود الخاصة مطلوبة. (Moehle et al. 2011) توفر إضافة خطاطيف أو دعائم U في نهايات تسليح الجدار الأفقي رسوماً حتى تكون التسليح فعالاً في مقاومة قوى القص. كما أنه يميل إلى كبح تقوية حافة التسليح العمودية. في الجدران ذات القص المنخفض في الخرسانة، ليس من الضروري تثبيت التسليح الأفقي.

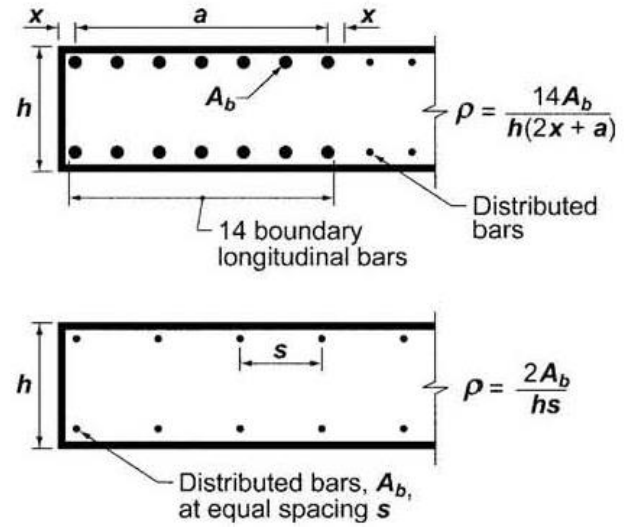


Fig. R18.10.6.5—Longitudinal reinforcement ratios for typical wall boundary conditions

الشكل - R18.10.6.5. نسب التسليح الطولي لظروف حدود الجدار النمذجية.

CODE

الكود

18.10.7 Coupling beams

18.10.7 الكمرات المزدوجة

18.10.7.1 Coupling beams with $(\ell n/h) \geq 4$ shall satisfy the requirements of 18.6, with the wall boundary interpreted as being a column. The provisions of 18.6.2.1(b) and (c) need not be satisfied if it can be shown by analysis that the beam has adequate lateral stability.

18.10.7.1 يجب أن تستوفي الكمرات المزدوجة مع $(\ell n / h) \geq 4$ متطلبات 18.6 ، مع تحويل حدود الجدار على أنها عمود .لا يلزم استيفاء أحكام 18.6.2.1 (b) و (c) إذا أمكن إظهار التحليل بأن الكمرة تتمتع باستقرار جانبي كافٍ.

18.10.7.2 Coupling beams with $(\ell n/h) < 2$ and with $V_u \geq 4\lambda' f_c A_{cw}$ shall be reinforced with two intersecting groups of diagonally placed bars symmetrical about the midspan, unless it can be shown that loss of stiffness and strength of the coupling beams will not impair the vertical load-carrying ability of the structure, the egress from the structure, or the integrity of nonstructural components and their connections to the structure.

18.10.7.2 يتم تسليح الكمرات المزدوجة $(\ell n/h) < 2$ ومع $V_u \geq 4\lambda' f_c A_{cw}$ بمجموعتين متقاطعتين من الاسياخ الموضوعة قطرياً متماثلة حول منتصف المسافة ، ما لم يكن بالإمكان إثبات أن فقدان الجساءة ومقاومة الكمرات المزدوجة لن يضعف القدرة الرأسية للحمل للمنشأ ، أو الخروج من المنشأ ، أو سلامة المكونات الغير أنشائية واتصالاتها بالمنشأ .

18.10.7.3 Coupling beams not governed by 18.10.7.1 or 18.10.7.2 shall be permitted to be reinforced either with two intersecting groups of diagonally placed bars symmetrical about the midspan or according to 18.6.3 through 18.6.5, with the wall boundary interpreted as being a column.

18.10.7.3 يُسمح بتسليح الكمرات المزدوجة الغير محكومة بـ 18.10.7.1 أو 18.10.7.2 إما بمجموعتين متقاطعتين من الاسياخ الموضوعة قطرياً متماثلة حول منتصف المسافة أو حسب 18.6.3 حتى 18.6.5 ، مع تحويل حدود الجدار كعمود.

COMMENTARY

التعليق

R18.10.7 Coupling beams—Coupling beams connecting structural walls can provide stiffness and energy dissipation. In many cases, geometric limits result in coupling beams that are deep in relation to their clear span. Deep coupling beams may be controlled by shear and may be susceptible to strength and stiffness deterioration under earthquake loading. Test results (Paulay and Binney 1974; Barney et al. 1980) have shown that confined diagonal reinforcement provides adequate resistance in deep coupling beams. Experiments show that diagonally oriented reinforcement is effective only if the bars are placed with a large inclination. Therefore, diagonally reinforced coupling beams are restricted to beams having aspect ratio $\ell n/h < 4$. The 2008 edition of this Code was changed to clarify that coupling beams of intermediate aspect ratio can be reinforced according to 18.6.3 through 18.6.5. Diagonal bars should be placed approximately symmetrically in the beam cross section, in two or more layers. The diagonally placed bars are intended to provide the entire shear and corresponding moment strength of the beam. Designs deriving their moment strength from combinations of diagonal and longitudinal bars are not covered by these provisions. Two confinement options are described. According to 18.10.7.4(c), each diagonal element consists of a cage of longitudinal and transverse reinforcement, as shown in Fig. R18.10.7(a). Each cage contains at least four diagonal bars and confines a concrete core. The requirement on side dimensions of the cage and its core is to provide adequate stability to the cross section when the bars are loaded beyond yielding. The minimum dimensions and required reinforcement clearances may control the wall width. Revisions were made in the 2008 Code to relax spacing of transverse reinforcement confining the diagonal bars, to clarify that confinement is required at the intersection of the diagonals, and to simplify design of the longitudinal and transverse reinforcement around the beam perimeter; beams with these new details are expected to perform acceptably. The expressions for transverse reinforcement A_{sh} are based on ensuring compression capacity of an equivalent column section is maintained after spalling of cover concrete. Section 18.10.7.4(d) describes a second option for confinement of the diagonals introduced in the 2008 Code (refer to Fig. R18.10.7(b)). This second option is to confine the entire beam cross section instead of confining the individual diagonals. This option can considerably simplify field placement of hoops, which can otherwise be especially challenging where diagonal bars intersect each other or enter the wall boundary. For coupling beams not used as part of the lateral-force-resisting system, the requirements for diagonal reinforcement may be waived. Test results (Barney et al. 1980) demonstrate that beams reinforced as described in 18.10.7 have adequate ductility at shear forces exceeding $10' f_c bwd$. Consequently, the use of a limit of $10' f_c A_{cw}$ provides an acceptable upper limit.

CODE

الكود

COMMENTARY

التعليق

R18.10.7 الكمرات المزدوجة - يمكن أن توفر كمرات الاتصال التي تربط جدران هيكلية التيسر وتبديد الطاقة. في العديد من الحالات، تؤدي الحدود الهندسية إلى كمرات اقتران عميقة فيما يتعلق بامتدادها الواضح. قد يتم التحكم في كمرات التوصيل العميقة عن طريق القص وقد تكون عرضة للتدهور في القوة والصلابة تحت تأثير الزلزال. وقد أظهرت نتائج الاختبار (بولاي وبيني 1974؛ بارني وآخرون 1980) أن التسليح المائل للقطب يوفر مقاومة كافية في كمرات اقتران عميقة. تظهر التجارب أن التسليح الموجه قطرياً لا يكون فعالاً إلا إذا تم وضع القضبان ذات ميل كبير. لذلك، تقتصر حزم اقتران المقاومة قطرياً على الكمرات ذات نسبة العرض إلى الارتفاع $n/h < 4$. تم تغيير طبعة 2008 من هذا الكود لتوضيح أنه يمكن نسليح كمرات اقتران نسبة العرض إلى الارتفاع المتوسطة وفقاً لـ 18.6.3 حتى 18.6.5. يجب وضع القضبان المائلة بشكل متناظر تقريباً في المقطع العرضي للكمرة، في طبقتين أو أكثر. القضبان الموضوعية بشكل مائل تهدف إلى توفير القص الكامل وقوة العزم المقابلة للكمرة. لا تغطي هذه الأحكام التصميمات التي تستمد قوتها من مجموعات القضبان الطولية والقطرية. يتم وصف خيارين للحبس. وفقاً لـ 18.10.7.4 (ج)، يتكون كل عنصر قطري من قفص من التسليح الطولي والعرضي، كما هو موضح في الشكل R.10.10.7 (أ). يحتوي كل قفص على أربعة أشرطة قطرية على الأقل ويحصر جوهراً خرسانياً. الشرط الخاص بالأبعاد الجانبية للقفص وجوهره هو توفير الثبات الكافي للمقطع العرضي عندما يتم تحميل القضبان إلى ما بعد الخضوع. قد يتحكم الحد الأدنى للأبعاد وتجاوزات التسليح المطلوبة في عرض الحائط. أجريت التنقيحات في قانون عام 2008 لتخفيف المسافات بين التسليح العرضي الذي يحصر القضبان المائلة، لتوضيح أن الاحتجاز مطلوب عند تقاطع الأقطار، ولتبسيط تصميم التسليح الطولي والعرضي حول محيط الكمرات؛ الكمرات مع هذه التفاصيل الجديدة من المتوقع أن أداء مقبول. وتعتمد اختصارات شظايا التسليح العرضي على ضمان قدرة انضغاط قسم عمود مكافئ بعد تشظية الخرسانة. يصف القسم 18.10.7.4 (د) الخيار الثاني لحبس الأقطار التي تم إدخالها في قانون 2008 (راجع الشكل 10-18 (ب)). يتمثل الخيار الثاني في قصر المقطع العرضي بالكامل بدلاً من قصر الأقطار الفردية. يمكن لهذا الخيار تبسيط عملية وضع الأطواق بشكل كبير، والتي يمكن أن تكون صعبة بشكل خاص حيث تتقاطع الأشرطة المائلة بعضها البعض أو تدخل حدود الجدار. بالنسبة لكمرة التوصيل التي لا تستخدم كجزء من نظام التشوه الجانبي، يمكن التنازل عن متطلبات التسليح القطري. نتائج الاختبار (بارني وآخرون، 1980) تثبت أن الكمرات المقاومة كما هو موضح في 18.10.7 لديها ليونة ملائمة في قوى القص تتجاوز $b f_c b w d . 10$ وبالتالي، فإن استخدام حد $f_c A c w 10$ يوفر حداً أعلى مقبولاً.

CODE

الكود

18.10.7 Coupling beams.

18.10.7 الكمرات مزدوجة

18.10.7.1 Coupling beams with $(l_n/h) \geq 4$ shall satisfy the requirements of 18.6, with the wall boundary interpreted as being a column. The provisions of 18.6.2.1(b) and (c) need not be satisfied if it can be shown by analysis that the beam has adequate lateral stability.

18.10.7.1 يجب أن تستوفي الكمرة المزدوجة مع $(l_n/h) \geq 4$ متطلبات 18.6 ، مع الجدار الحدود و يتم تفسيرها على أنها عمود. لا يلزم استيفاء أحكام 18.6.2.1 (ب) و (ج) إذا كان يمكن أن تظهر من خلال التحليل أن الكمرة لديها الاستقرار الجانبي الكافي.

18.10.7.2 Coupling beams with $(l_n/h) < 2$ and with $V_u \geq 0.331 f_c' A_{cw}$ shall be reinforced with two intersecting groups of diagonally placed bars symmetrical about the midspan, unless it can be shown that loss of stiffness and strength of the coupling beams will not impair the vertical load-carrying ability of the structure, the egress from the structure, or the integrity of nonstructural components and their connections to the structure.

18.10.7.2 الكمرات المزدوجة مع $(l_n/h) < 2$ يجب تسليح مع مجموعتين متقاطعتين من قطرية الموضوعية بشكل مائل متماثلة حول منتصف المسافة، ما لم يكن بالإمكان إظهار ذلك صلابة وقوة الكمرة المزدوجة لن يضعف القدرة على حمل عمودي من الهيكل، الخروج من الهيكل، أو سلامة المكونات غير الهيكلية واتصالاتهم إلى الهيكل.

18.10.7.3 Coupling beams not governed by 18.17.7.1 or 18.17.7.6 shall be permitted to be reinforced either with two intersecting groups of diagonally placed bars symmetrical about the midspan or according to 18.6.3 through 18.6.5, with the wall boundary interpreted as being a column.

18.10.7.3 يُسمح بتسليح الكمرات المزدوجة غير المحكومة بـ 18.17.7.1 أو 18.17.7.6 سواء مع مجموعتين متقاطعتين من القطرية الموضوعية مائلاً بشكل متناظر حول وسط المسافة أو حسب 18.6.3 حتى 18.6.5 ، مع حدود الجدار تفسر على أنها عمود.

18.10.7.4 Coupling beams reinforced with two intersecting groups of diagonally placed bars symmetrical about the midspan shall satisfy (a), (b), and either (c) or (d), and the requirements of 9.9 need not be satisfied:

18.10.7.4 الكمرات المزدوجة المسلحة بمجموعتين متقاطعتين من القضبان الموضوعية مائلاً متناسق حول وسط المسافة يجب أن يستوفي (أ) و (ب) و (ج) أو (د) ، والمتطلبات من 9.9 لا ينبغي أن يكون راضياً:

COMMENTARY

التعليق

R18.10.7 Coupling beams—Coupling beams connecting structural walls can provide stiffness and energy dissipation. In many cases, geometric limits result in coupling beams that are deep in relation to their clear span. Deep coupling beams may be controlled by shear and may be susceptible to strength and stiffness deterioration under earthquake loading. Test results (Paulay and Binney 1974; Barney et al. 19874 have shown that confined diagonal reinforcement provides adequate resistance in deep coupling beams.

R18.10.7 الكمرات المزدوجة—الكمرات المزدوجة متصلة بجدران القص يمكن أن توفر جساءة وتبديد الطاقة في العديد من الحالات، تؤدي الحدود الهندسية إلى كمرات مزدوجة عميقة فيما يتعلق بامتدادها الصافي. قد يتم التحكم في الكمرات المزدوجة العميقة عن طريق القص وقد تكون معرضة للتدهور في المقاومة والجساءة تحت تأثير الزلزال. نتائج الاختبار (Paulay و Binney 1974 ؛ أظهر Barney et al. 19874 أن التسليح القطري المحصور يوفر مقاومة كافية في الكمرات المزدوجة العميقة.

Experiments show that diagonally oriented reinforcement is effective only if the bars are placed with a large inclination. Therefore, diagonally reinforced coupling beams are restricted to beams having aspect ratio $l_n/h < 4$. The 6778 editions of this Code was changed to clarify that coupling beams of intermediate aspect ratio can be reinforced according to 18.6.3 through 18.6.5.

تظهر التجارب أن التسليح الموجه قطرياً لا يكون فعالاً إلا إذا تم وضع الاسياخ بميل كبير. لذلك، تقتصر الكمرات المزدوجة المسلحة قطرياً على الكمرات ذات نسبة العرض إلى الارتفاع $l_n/h < 4$. تم تغيير إصدار 6778 من هذا الكود لتوضيح أنه يمكن تسليح الكمرات المزدوجة من نسبة العرض إلى الارتفاع المتوسطة وفقاً لـ 18.6.3 حتى 18.6.5.

Diagonal bars should be placed approximately symmetrically in the beam cross section, in two or more layers. The diagonally placed bars are intended to provide the entire shear and corresponding moment strength of the beam. Designs deriving their moment strength from combinations of diagonal and longitudinal bars are not covered by these provisions.

يجب وضع الاسياخ المائلة بشكل متناظر تقريباً في المقطع العرضي للكمرة، في طبقتين أو أكثر. الاسياخ الموضوعية بشكل مائل تهدف إلى توفير القص الكامل ومقاومة العزم المقابلة للكمرة. لا تغطي هذه الأحكام التصميمات التي تستمد مقاومتها للعزم من مجموعات الاسياخ الطولية والقطرية.

Two confinement options are described. According to 18.10.7.4(c), each diagonal element consists of a cage of longitudinal and transverse reinforcement, as shown in Fig. R18.10.7(a). Each cage contains at least four diagonal bars and confines a concrete core. The requirement on side dimensions of the cage and its core is to provide adequate stability to the cross section when the bars are loaded beyond yielding.

يتم وصف خيارين للحصر. وفقاً لـ 18.10.7.4(c)، يتكون كل عنصر قطري من طوق من التسليح الطولي والعرضي، كما هو موضح في الشكل R18.10.7(a). يحتوي كل طوق على أربعة أسياخ قطرية على الأقل وتحصر النواة الخرسانية. إن المطلوب على الأبعاد الجانبية للطوق ونواتها هو توفير الثبات الكافي للمقطع العرضي عندما يتم تحميل الاسياخ إلى ما بعد الخضوع.

CODE

الكود

(a) V_n shall be calculated by

— V_n بحسب (i)

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 0.83 \sqrt{f'_c} A_{cw} \quad (18.10.7.4)$$

where α is the angle between the diagonal bars and the longitudinal axis of the coupling beam.

حيث α هي الزاوية بين القضبان المائلة والمحور الطولي لكمره المزدوجة.

(b) Each group of diagonal bars shall consist of a minimum of four bars provided in two or more layers. The diagonal bars shall be embedded into the wall at least 1.65 times the development length for f_y in tension.

(ب) تتألف كل مجموعة من القضبان القطرية من أربعة القضبان على الأقل مقدمة في فئتين أو أكثر من الطبقات. يجب أن تكون الأشرطة القطرية مدمجة في الجدار على الأقل 1.65 مرة طول f_y في الشد.

(c) Each group of diagonal bars shall be enclosed by rectangular transverse reinforcement having out-to-out dimensions of at least $bw/2$ in the direction parallel to bw and $bw/5$ along the other sides, where bw is the web width of the coupling beam. The transverse reinforcement shall be in accordance with 18.7.5.60a4 through (e), with A_{sh} not less than the greater of (i) and (ii):

(ج) توضع كل مجموعة من القضبان المائلة بواسطة تقوية مستعرضة خطية مستقيمة ذات أبعاد خارجة عن النطاق على الأقل $bw/2$ في الاتجاه الموازي إلى bw و $bw/5$ على طول الجوانب الأخرى، حيث bw عرض الشفة لكمره المزدوجة. يجب أن تكون التسليح العرضي وفقاً لـ 18.7.5.60a4 من خلال (e)، مع ألا تقل نسبة الرماد عن (i) و (ii):

$$(i) 0.09s_b \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$(ii) 0.3s_b \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

For the purpose of calculating A_g , the concrete cover in 67.6.1 shall be assumed on all four sides of each group of diagonal bars. The transverse reinforcement shall have spacing measured parallel to the diagonal bars satisfying 18.7.5.30c4 and not exceeding $6db$ of the smallest diagonal bars, and shall have spacing of cross-ties or legs of hoops measured perpendicular to the diagonal bars not exceeding 350 mm. The transverse reinforcement shall continue through the intersection of the diagonal bars. At the intersection, it is permitted to modify the arrangement of the transverse reinforcement provided the spacing and volume ratio requirements are satisfied. Additional longitudinal and transverse reinforcement shall be distributed around the beam perimeter with total area in each direction of at least $0.002bws$ and spacing not exceeding 300 mm.

COMMENTARY

التعليق

The minimum dimensions and required reinforcement clearances may control the wall width. Revisions were made in the 6778 Code to relax spacing of transverse reinforcement confining the diagonal bars, to clarify that confinement is required at the intersection of the diagonals, and to simplify design of the longitudinal and transverse reinforcement around the beam perimeter; beams with these new details are expected to perform acceptably. The expressions for transverse reinforcement A_{sh} are based on ensuring compression capacity of an equivalent column section is maintained after spalling of cover concrete.

أقل أبعاد صافية مطلوبة للتسليح قد تتحكم في عرض الجدار. تم إجراء التعديلات في كود 6778 لتخفيف المسافات بين التسليح العرضي المحصور للأسياخ المائلة، لتوضيح أن الحصر المطلوب عند تقاطع الأقطار، ولتبسيط تصميم التسليح الطولي والعرضي حول محيط الكمره. الكمرات مع هذه التفاصيل الجديدة من المتوقع أن الأداء مقبول. تعتمد مصطلحات A_{sh} التسليح العرضي على ضمان استمرار قدرة الضغط لمقطع عمود مكافئ بعد سحب الغطاء الخرساني.

section 18.17.7.40d4 describes a second option for confinement of the diagonals introduced in the 6778 Code. Refer to Fig. R18.17.70b44. This second option is to confine the entire beam cross section instead of confining the individual diagonals. This option can considerably simplify field placement of hoops, which can otherwise be especially challenging where diagonal bars intersect each other or enter the wall boundary.

يصف القسم 18.10.7.4 d4 الخيار الثاني لحصر التسليح القطري التي تم إدخالها في الكود 678 refer إلى الرقم R18.10.70b44. يتمثل الخيار الثاني في حصر المقطع العرضي للكمره بأكملها بدلاً من حصر الأسياخ الأقطار الفردية. يمكن لهذا الخيار تبسيط عملية وضع الأطواق بشكل كبير، والتي يمكن أن تكون خاصة عندما تتقاطع الأسياخ المائلة بعضها البعض أو تدخل حدود الجدار.

For coupling beams not used as part of the lateral-force-resisting system, the requirements for diagonal reinforcement may be waived.

بالنسبة للكمره المزدوجة الغير مستخدمة كجزء من نظام مقاومة القوة الجانبية، يمكن التخليص من متطلبات التسليح القطري.

Test results (Barney et al. 1987) demonstrate that beams reinforced as described in 18.17.7 have adequate ductility at shear forces exceeding $0.83f'_c bwd$. Consequently, the use of a limit of $0.83f'_c A_{cw}$ provides an acceptable upper limit.

نتائج الاختبار (بارني وآخرون، 1987) تثبت أن الكمرات المسلحة كما هو موصوف في 18.17.7 لها ليونة كافية عند قوى القص تتجاوز $0.83f'_c bwd$. وبالتالي، فإن استخدام حد يبلغ $0.83f'_c A_{cw}$ يوفر حداً أعلى مقبولاً.

CODE

الكود

لغرض حساب A_g ، يجب افتراض الغطاء الخرساني في 67.6.1 على الجوانب الأربعة لكل مجموعة من الأشرطة المائلة. يجب أن يكون للتسوية العرضية مسافة تقاس بالتوازي مع القضبان المائلة التي تلي 418.7.5.30 c ولا تتجاوز 6db من أصغر القضبان الدائرية، ويجب أن يكون لها مسافة من التقاطعات أو الساقين من الأطواق قياس عمودي على أشرطة قطرية لا تتجاوز 350 مم. يجب أن تستمر التسليح العرضي من خلال تقاطع القضبان القطرية. عند التقاطع، يُسمح بتعديل ترتيب التسليح العرضي بشرط استيفاء متطلبات نسبة التباعد والحجم. يجب توزيع تسليح طولية وتصالحية إضافية حول محيط الكمرات مع مساحة إجمالية في كل اتجاه لا يقل عن $bws0.002$ وتباعد لا يتجاوز 300 مم.

(d) Transverse reinforcement shall be provided for the entire beam cross section in accordance with 18.7.5.60a4 through (e) with Ash not less than the greater of (i) and (ii):

(د) يجب توفير التسليح العرضي للقسم العرضي للكمرة بأكملها طبقاً لـ 418.7.5.60 a إلى (e) مع أن لا يقل Ash عن (i) و (ii):

$$(i) 0.09s_b \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$(ii) 0.3s_b \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

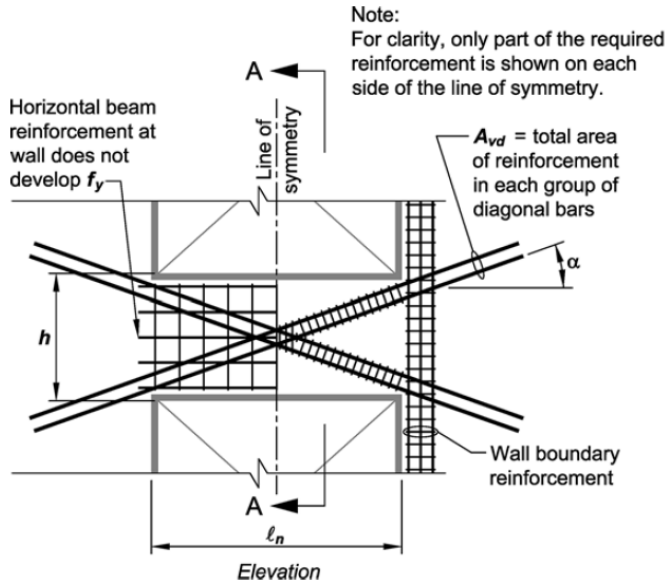
Longitudinal spacing of transverse reinforcement shall not exceed the lesser of 150 mm and 6db of the smallest diagonal bars. Spacing of crossties or legs of hoops both vertically and horizontally in the plane of the beam cross section shall not exceed 600 mm. Each crosstie and each hoop leg shall engage a longitudinal bar of equal or greater diameter. It shall be permitted to configure hoops as speci-fied in 18.6.4.3.

لا يجب أن يتجاوز التباعد الطولي للتسليح العرضي أقل من 150 مم و 6db من أصغر القضبان القطرية. يجب ألا يزيد التباعد بين الأعمدة أو السيقان من الأطواق عمودياً وأفقياً في مستوى المقطع العرضي للكمرة عن 600 مم. يجب على كل مسمار وكل ساق مطوق أن تلتصق بشريط طولي يساوي قطره أو أكبر. يجب أن يسمح بتكوين الأطواق كما هو محدد في 18.6.4.3.

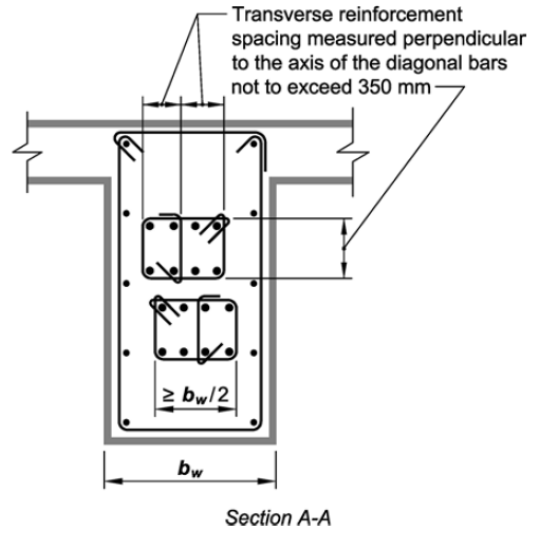
COMMENTARY

التعليق

CODE



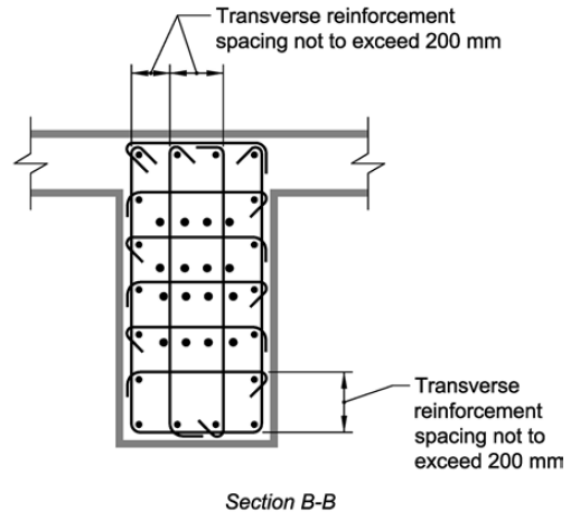
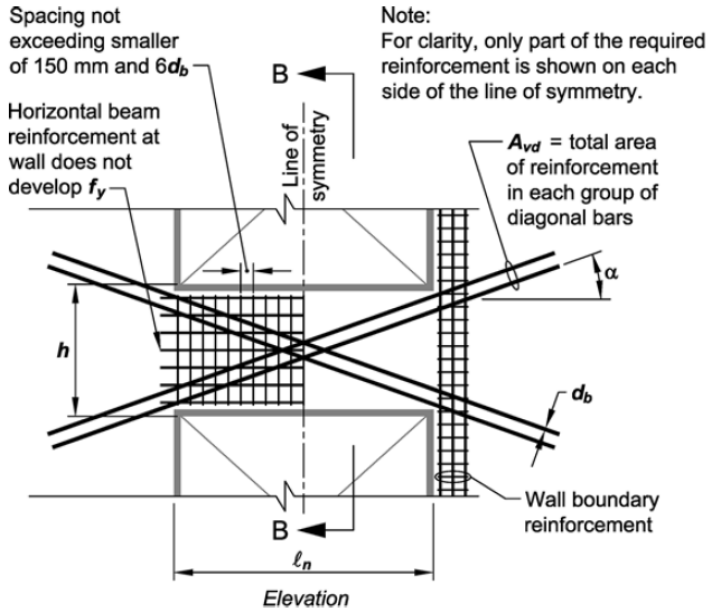
COMMENTARY



(a) Confinement of individual diagonals

(أ) حصر الأقطار الفردية

ملاحظة: للوضوح في المنظر الرأسي، يتم عرض جزء فقط من إجمالي التسليح المطلوب على كل جانب من خط التماثل.



Note: Consecutive crossties engaging the same longitudinal bar have their 90-degree hooks on opposite sides of beam.

(b) Full confinement of diagonally reinforced concrete beam section

(ب) الحصر الكامل لمقطع الكمرة الخرسانية المسلحة قطريا

R18.10.7 - الكمرات المزودة مع تسليح موجه قطريا. تسليح حدي الجدار هو مبين على جانب واحد فقط للتوضيح.

CODE

الكود

18.10.8 Wall piers

18.10.8 ركانز جدارية

18.10.8.1 Wall piers shall satisfy the special moment frame requirements for columns of 18.7.4, 18.7.5, and 18.7.6, with joint faces taken as the top and bottom of the clear height of the wall pier. Alternatively, wall piers with $(tw/bw) > 2.5$ shall satisfy (a) through (f):

18.10.8.1 يجب أن تستوفي ركانز الجدران اطار تسليح العزم للاعمدة 18.7.4، 18.7.5، و 18.7.6 ، مع وجوه الوصلات مأخوذة أعلى وأسفل الارتفاع الواضح لركيزة الجدار. وبدلاً من ذلك، فإن ركانز الجدران ذات $(tw/bw) > 2.5$ يجب أن تكون مرضية (a) خلال (f):

(a) Design shear force shall be calculated in accordance with 18.7.6.1 with joint faces taken as the top and bottom of the clear height of the wall pier. If the general building code includes provisions to account for overstrength of the seismic-force-resisting system, the design shear force need not exceed Ω_o times the factored shear calculated by analysis of the structure for earthquake load effects.

(أ) تحسب قوة القص بالتصميم طبقاً للفقرة 18.7.6.1-6-1 ، حيث يتم أخذ وجوه المفاصل كأعلى وأسفل الارتفاع الواضح لركيزة الجدار. إذا كان كود البناء العام يشتمل على أحكام لمراعاة قوة نظام مقاومة الزلازل (الاجهاد العالي-) ، فإن قوة القص التصميمية لا يجب أن تتجاوز Ω_o أضعاف القص الذي تم حسابه بواسطة تحليل المنشأ من تأثير الحمل الزلزالي

(b) V_n and distributed shear reinforcement shall satisfy 18.17.4.

(c) Transverse reinforcement shall be hoops except it shall be permitted to use single-leg horizontal reinforcement parallel to l_w where only one curtain of distributed shear reinforcement is provided. Single-leg horizontal reinforcement shall have 180-degree bends at each end that engage wall pier boundary longitudinal reinforcement.

(d) Vertical spacing of transverse reinforcement shall not exceed 150 mm. Transverse reinforcement shall extend at least 300 mm above and below the clear height of the wall pier.

(f) Special boundary elements shall be provided if required by 18.17.6.3.

(ب) يجب أن يفي V_n وتسليح القص الموزع بـ 18.17.4.
(ج) يجب أن يكون التسليح العرضي الأطواق إلا أنه يسمح باستخدام التسليح الأفقي لساق واحد وموازية l_w حيث ستارة واحدة فقط من تسليح القص الموزع متوفر. يجب أن يكون للقوة الأفقية ذات الساق الواحد انحناءات بزاوية 180 درجة عند كل طرف إشراك ركيزة جدران الحدي التسليح الطولي.
(د) يجب ألا يتجاوز التباعد الرأسي للتسليح العرضي 150 مم يجب أن يمتد التسليح العرضي على مسافة لا تقل عن 300 مم فوق وتحت الارتفاع الواضح للمادة جدار الرصيف.
(و) تقدم العناصر الحدودية الخاصة إذا تطلب الأمر ذلك 18.17.6.3.

18.10.8.2 For wall piers at the edge of a wall, horizontal reinforcement shall be provided in adjacent wall segments above and below the wall pier and be designed to transfer the design shear force from the wall pier into the adjacent wall segments.

18.10.8.2 بالنسبة للركانز الجدارية على حافة الجدار، يجب توفير التسوية الأفقية في أجزاء الجدار المجاورة أعلى وأسفل ركيزة الجدار، وأن تصمم لنقل قوة القص للتصميم من ركيزة الجدار إلى أجزاء الجدار المجاورة.

COMMENTARY

التعليق

R18.10.8 Wall piers—Door and window placements in structural walls sometimes lead to narrow vertical wall segments that are considered to be wall piers. The dimensions defining wall piers are given in Chapter 2. Shear failures of wall piers have been observed in previous earthquakes. The intent of this section is to provide sufficient shear strength to wall piers such that inelastic response, if it occurs, will be primarily in flexure. The provisions apply to wall piers designated as part of the seismic-force-resisting system. Provisions for wall piers not designated as part of the seismic-force-resisting system are given in 18.14. The effect of all vertical wall segments on the response of the structural system, whether designated as part of the seismic-force-resisting system or not, should be considered as required by 18.2.2. Wall piers having $(fw/bw) \leq 2.5$ behave essentially as columns. Provision 18.17.8.1 requires that such members satisfy reinforcement and shear strength requirements of 18.7.4 through 18.7.6. Alternative provisions are provided for wall piers having $(fw/bw) > 2.5$.

R18.10.8 ركانز الجدار - مواضع الأبواب والنوافذ في جدران القص تؤدي في بعض الأحيان إلى أجزاء ضيقة رأسية للجدار التي تعتبر ركانز الجدار. تم إعطاء الأبعاد التي تحدد ركانز الجدار في الفصل 2. لوحظت انهيارات القص لركانز الجدران في الزلازل السابقة. الهدف من هذا القسم هو توفير مقاومة قص كافية لركانز الجدران بحيث تكون الاستجابة الغير مرنة، إذا حدثت، في المقام الأول في الانحناء. تنطبق الأحكام على ركانز الجدران المعينة كجزء من نظام مقاومة الزلازل. يتم إعطاء الأحكام الخاصة بركانز الجدران غير المخصصة كجزء من نظام مقاومة الزلازل في 18.14. ينبغي النظر في تأثير جميع الأجزاء الرأسية للجدار على استجابة النظام الإنشائي، سواء تم تصنيفها كجزء من نظام مقاومة الزلازل أو لا ، على النحو المطلوب في 18.2.2. ركانز الجدار $(fw / bw) \leq 2.5$ تتصرف بشكل أساسي كعمدة. ينص البند 18.17.8.1 على أن هؤلاء الأعضاء يستوفون متطلبات التسليح ومقاومة القص من 18.7.4 إلى 18.7.6. يتم توفير أحكام بديلة لركانز الجدران التي تحتوي على $(fw / bw) > 2.5$.

The design shear force determined according to 18.7.6.1 may be unrealistically large in some cases. As an alternative, 18.17.8.10a4 permits the design shear force to be determined using factored load combinations in which the earthquake effect has been amplified to account for system overstrength. Documents such as the NEHRP provisions (FE5A P749), ASCE/SEI 7, and the 6716 IBC represent the amplified earthquake effect using the factor Ω_o .

قد تكون قوة القص التصميمية المحددة وفقاً لـ 18.7.6.1 كبيرة بشكل غير واقعي في بعض الحالات. وكبديل، يسمح 18.17.8.10a4 بتحديد قوة القص التصميمية باستخدام تراكيب الاحمال المصعده التي تم فيها تضخيم تأثير الزلزال لمراعاة قوة تجاوز النظام. تمثل وثائق مثل أحكام ASCE / NEHRP (FE5A P749) ، SEI 7 ، و 6716 IBC تأثير الزلزال المضخم باستخدام عامل Ω_o .

section 18.17.8.6 addresses wall piers at the edge of a wall. Under in-plane shear, inclined cracks can propagate into segments of the wall directly above and below the wall pier. Unless there is sufficient reinforcement in the adjacent wall segments, shear failure within the adjacent wall segments can occur. The length of embedment of the provided reinforcement into the adjacent wall segments should be determined considering both development length requirements and shear strength of the wall segments (refer to Fig. R18.10.8).

CODE الكود

18.10.9 Construction joints.

18.10.9 فواصل الإنشاء.

18.10.9.1 Construction joints in structural walls shall be specified according to 66.5.6, and contact surfaces shall be roughened consistent with condition 0b4 of Table 66.9.4.6.

18.10.9.1 يجب تحديد فواصل البناء في الجدران الإنشائية طبقاً لـ 66.5.6، ويجب أن تكون الأسطح الملامسة خشناً بما يتفق مع الشرط b40 من الجدول 66.9.4.6.

18.10.10 Discontinuous walls

18.10.10 الجدران الغير متواصلة

18.10.10.1 Columns supporting discontinuous structural walls shall be reinforced in accordance with 18.7.5.6.

18.10.10.1 يتم تسليح الأعمدة التي تدعم الجدران الإنشائية غير المستمرة وفقاً لـ 18.7.5.6.

18.11 — Special structural walls constructed using precast concrete

18.11 - بناء جدران القص الخاصة باستخدام الخرسانة مسبقة الصب

18.11.1 Scope

18.11.1 المجال

18.11.1.1 This section shall apply to special structural walls constructed using precast concrete forming part of the seismic-force-resisting system.

18.11.1.1 ينطبق هذا القسم على الجدران القص الخاصة التي تم تشييدها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب تشكل جزءاً من نظام مقاومة الزلازل

18.11.2 General

18.11.2 عام

18.11.2.1 Special structural walls constructed using precast concrete shall satisfy 18.17 and 18.5.6.

18.11.2.1 يجب أن تفي الجدران القص الخاصة التي يتم تشييدها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب بـ 18.17 و 18.5.6.

18.11.2.2 Special structural walls constructed using precast concrete and unbonded post-tensioning tendons and not satisfying the requirements of 18.11.2.1 are permitted provided they satisfy the requirements of ACI ITG-5.1.

18.11.2.2 يسمح بإنشاء الجدران القص الخاصة باستخدام الخرسانة مسبقة الصب وكابلات ما بعد الشد غير الموصولة ولا تستوفي متطلبات 18.11.2.1 شريطة أن تستوفي متطلبات ACI ITG-5.1.

COMMENTARY التعليق

القسم 18.17.8.6 عناوين ركانز الجدار على حافة الجدار. تحت القص داخل المستوى، يمكن أن تنتشر الشقوق المائلة إلى أجزاء من الجدار فوق ركيزة الجدار مباشرة. ما لم يكن هناك تسليح كافٍ في أجزاء الجدار المجاورة، يمكن أن يحدث انهيار القص داخل أجزاء الجدار المجاورة. يجب تحديد طول الغرس للتسليح المزود في أجزاء الجدار المجاورة مع مراعاة متطلبات طول التثبيت ومقاومة القص لقطاعات الجدار (راجع الشكل 18.10.8).

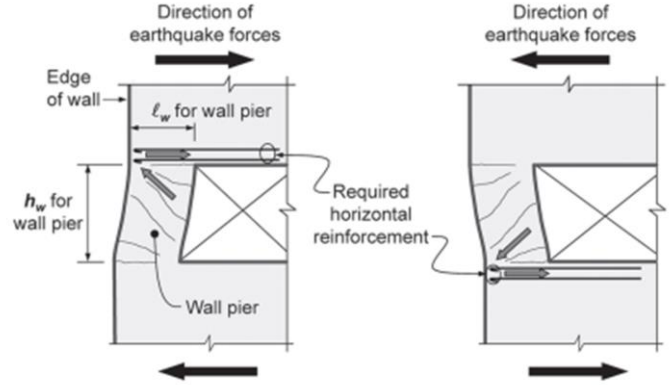


Fig R18.10.8—Required horizontal reinforcement in wall segments above and below wall piers at the edge of a wall.

الشكل R18.10.8 التسليح الأفقي المطلوب في أجزاء الجدار فوق وتحت ركانز الجدار على حافة الجدار.

R18.11—Special structural walls constructed using precast concrete

R18.11 - بناء جدران القص الخاصة باستخدام الخرسانة مسبقة الصب.

R18.11.2 General

R18.11.2 عام

R18.11.2.2 Experimental and analytical studies (Priestley et al. 1999; Pere & et al. 2003; Restrepo 2002) have demonstrated that some types of precast structural walls post-tensioned with unbonded tendons, and not satisfying the prescriptive requirements of Chapter 18, provide satisfactory seismic performance characteristics. ACI ITG-5.1 defines a protocol for establishing a design procedure, validated by analysis and laboratory tests, for such walls, with or without coupling beams.

R18.11.2.2 أوضحت الدراسات التجريبية والتحليلية (Priestley et al. 1999؛ Pere & et al. 2003؛ Restrepo 2002) أن بعض أنواع جدران القص سابقة الصب مشددة بكابلات شد غير مترابطة، ولا تستجيب للمتطلبات الإجرائية في الفصل 18، توفر خصائص الأداء الزلزالي المستوفاه. يحدد ACI ITG-5.1 بروتوكولاً لإنشاء إجراء التصميم، مصادق عليه من قبل التحاليل والاختبارات المعملية، لهذه الجدران، مع أو بدون كميرات مزدوجة.

ACI ITG-5.6 defines design requirements for one type of special structural wall constructed using precast concrete and unbonded post-tensioning tendons, and validated for use in accordance with 18.11.2.2.

يحدد التصميم ACI-ITG-5.6 تصميم لنوع واحد من جدران القص الخاصة التي تم إنشاؤها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب وكابلات الشد لاحقة الشد، وتم التحقق من صلاحيتها للاستخدام وفقاً لما هو 18.11.2.2.

<p style="text-align: center;">CODE الكود</p>	<p style="text-align: center;">COMMENTARY التعليق</p>
<p>18.12 — Diaphragms and trusses</p> <p style="text-align: right;">1218.12 - الأغشية الإنشائية والجمالونات</p> <p>18.12.1 Scope</p> <p style="text-align: right;">18.12.1 المجال</p> <p>18.12.1.1 This section shall apply to diaphragms and collectors forming part of the seismic-force-resisting system in structures assigned to SDC D, E, or F.</p> <p>18.12.1.1 ينطبق هذا القسم على الأغشية الإنشائية والجمالونات التي تشكل جزءاً من نظام مقاومة الزلازل في الهياكل المخصصة لـ SDC D أو E أو F.</p> <p>18.12.1.2 Section 18.12.11 shall apply to structural trusses forming part of the seismic-force-resisting system in structures assigned to SDC D, E, or F.</p> <p>18.12.1.2 ينطبق البند 18.12.11 على الجمالونات الإنشائية التي تشكل جزءاً من نظام مقاومة الزلازل - المقاومة في البنى المعينة إلى SDC D أو E أو F.</p>	<p>R18.12—Diaphragms and trusses</p> <p style="text-align: right;">--R12.12 الأغشية الإنشائية والجمالونات</p> <p>R18.12.1 Scope—Diaphragms as used in building construction are structural elements such as a floor or roof that provide some or all of the following functions:</p> <p>R18.12.1 مجال - الأغشية المستخدمة في بناء المباني هي عناصر إنشائية مثل أرضية أو سقف 4 توفر بعض أو كل الوظائف التالية:</p> <p>(a) Support for building elements (such as walls, partitions, and cladding) resisting horizontal forces but not acting as part of the seismic-force-resisting system</p> <p>(أ) دعم عناصر المبنى (مثل الجدران، والفواصل، والتغطية) التي تقاوم القوى الأفقية ولكن لا تعمل كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية</p> <p>(b) Transfer of lateral forces from the point of application to the vertical elements of the seismic-force-resisting system</p> <p>(ب) نقل القوى الجانبية من نقطة التطبيق إلى العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الزلزالية</p> <p>(c) Connection of various components of the vertical seismic-force-resisting system with appropriate strength, stiffness, and ductility so the building responds as intended in the design (Wyllie 1987).</p> <p>(ج) ربط المكونات المختلفة لنظام مقاومة القوة الزلزالية الرأسية مع المقاومة والجساءة والليونة المناسبة، بحيث يستجيب المبنى على النحو المقصود في التصميم. (Wyllie 1987)</p>
<p>18.12.2 Design forces</p> <p style="text-align: right;">18.12.2 القوى التصميمية</p> <p>18.12.2.1 The earthquake design forces for diaphragms shall be obtained from the general building code using the applicable provisions and load combinations.</p> <p>18.12.2.1 يجب الحصول على القوى التصميمية الزلازل الخاصة بالأغشية من كود البناء العام باستخدام الأحكام المطبقة ومجموعات الأحمال.</p>	<p>R18.12.2 Design forces</p> <p style="text-align: right;">R18.12.2 القوى التصميمية</p> <p>R18.12.2.1 In the general building code, earthquake design forces for floor and roof diaphragms typically are not calculated directly during the lateral-force analysis that provides story forces and story shears. Instead, diaphragm design forces at each level are calculated by a formula that amplifies the story forces recognizing dynamic effects and includes minimum and maximum limits. These forces are used with the governing load combinations to design diaphragms for shear and moment.</p> <p>R18.12.2.1 في كود البناء الموحد، لا تُحسب قوى تصميم الزلازل في الأغشية الأرضية والسطحية عادةً بشكل مباشر أثناء تحليل القوة الجانبية الذي يوفر القوى الطابقية وقوى القص الطابقية. بدلاً من ذلك، يتم حساب القوى التصميمية للأغشية عند كل مستوى بواسطة صيغة تضخيم القوى الطابقية وتعرف على التأثيرات الديناميكية وتتضمن الحد الأدنى والحد الأقصى. هذه القوى تستخدم مع تراكيب الحمل المتحكم لتصميم الأغشية للقص والعزم.</p>

For collector elements, the general building code in the United States specifies load combinations that amplify earthquake forces by a factor Ω_0 . The forces amplified by Ω_0 are also used for the local diaphragm shear forces resulting from the transfer of collector forces, and for local diaphragm flexural moments resulting from any eccentricity of collector forces. The specific requirements for earth-quake design forces for diaphragms and collectors depend on which edition of the general building code is used. The requirements may also vary according to the SDC.

بالنسبة لعناصر المجمّع، يحدد كود البناء الموحد في الولايات المتحدة تراكيب الاحمال التي تضخم قوى الزلزال بواسطة عامل Ω_0 . كما يتم استخدام القوى المضخمة من قبل Ω_0 لقوى القص الغشائي المحلية الناتجة عن نقل قوى المجمّع، وعزوم الانحناء الغشائية المحلية الناتجة عن أي انحراف لقوى المجمّع. تعتمد المتطلبات المحددة للقوى التصميمية الزلزالية للأغشية والمجمّعات على أية طبعة من كود البناء الموحد. قد تختلف المتطلبات أيضاً وفقاً لـ SDC

For most concrete buildings subjected to inelastic earth-quake demands, it is desirable to limit inelastic behavior of floor and roof diaphragms under the imposed earth-quake forces and deformations. It is preferable for inelastic behavior to occur only in the intended locations of the vertical seismic-force-resisting system that are detailed for ductile response, such as in beam plastic hinges of special moment frames, or in flexural plastic hinges at the base of structural walls or in coupling beams. For buildings without long diaphragm spans between lateral-force-resisting elements, elastic diaphragm behavior is typically not difficult to achieve. For buildings where diaphragms could reach their flexural or shear strength before yielding occurs in the vertical seismic-force-resisting system, designers should consider providing increased diaphragm strength.

بالنسبة لمعظم المباني الخرسانية الخاضعة لمتطلبات الزلزال المرن، من المرغوب فيه الحد من السلوك الغير مرن للأغشية الأرضية والسطحية في ظل قوى الزلزال والتشوّهات المفروضة. من الأفضل أن يحدث السلوك الغير مرن فقط في المواقع المقصودة من نظام مقاومة القوة الزلزالية الرأسية المفصل للاستجابة اللينة، مثل المفصلات اللدنة للكمرة الخاصة بإطارات العزوم الخاصة، أو في مفصلات لدنة أنحنائية عند قاعدة جدران القص أو في الكمرات المزدوجة. بالنسبة للمباني التي لا تحتوي على بحور طويلة للأغشية بين عناصر مقاومة للقوة الجانبية، فإن سلوك الغشاء المرن غير قابل للتحقيق. بالنسبة للمباني التي يمكن أن تصل فيها الأغشية إلى مقاومة الانحناء أو القص قبل أن يحدث الخضوع في نظام مقاومة القوة الزلزالية الرأسية، يجب على المصممين التفكير في زيادة مقاومة الأغشية.

CODE الكود

18.12.3 Seismic load path

18.12.3 مسار الحمل الزلزالي

18.12.3.1 All diaphragms and their connections shall be designed and detailed to provide for transfer of forces to collector elements and to the vertical elements of the seismic-force-resisting system.

18.12.3.1 يجب تصميم جميع الغشاء الإنشائي ووصلاتها وتفصيلها لتوفير نقل القوات إلى عناصر التجميع والعناصر الرأسية لنظام مقاومة الزلازل.

18.12.3.2 Elements of a structural diaphragm system that are subjected primarily to axial forces and used to transfer diaphragm shear or flexural forces around openings or other discontinuities shall satisfy the requirements for collectors in 18.12.7.5 and 18.12.7.6.

18.12.3.2 يجب أن تلبى عناصر نظام الغشاء الهيكلي التي تخضع في المقام الأول للقوى المحورية وتستخدم لنقل القص الغشاء الإنشائي أو قوى الانثناء حول الفتحات أو غيرها من الانقطاعات يجب أن تفي بمتطلبات التجميع. في 18.12.7.5 و 18.12.7.6.

COMMENTARY التعليق

R18.12.3 Seismic load path

R.12.12.3 مسار الحمل الزلزالي

R18.12.3.2 This provision applies to strut-like elements that occur around openings, diaphragm edges, or other discontinuities in diaphragms. Figure R18.12.3.2 shows an example. Such elements can be subjected to earthquake axial forces in combination with bending and shear from earthquake or gravity loads.

R18.12.3.2 ينطبق هذا الحكم على العناصر التي تشبه الركائز والتي تحدث حول الفتحات أو حواف الغشاء الإنشائي أو غيرها من الانقطاعات في الأغشية. يوضح الشكل R.12.12.3.2 مثال على ذلك. يمكن أن تتعرض مثل هذه العناصر للقوى المحورية للزلازل مع الانثناء والقص من الزلازل أو الأحمال الرأسية.

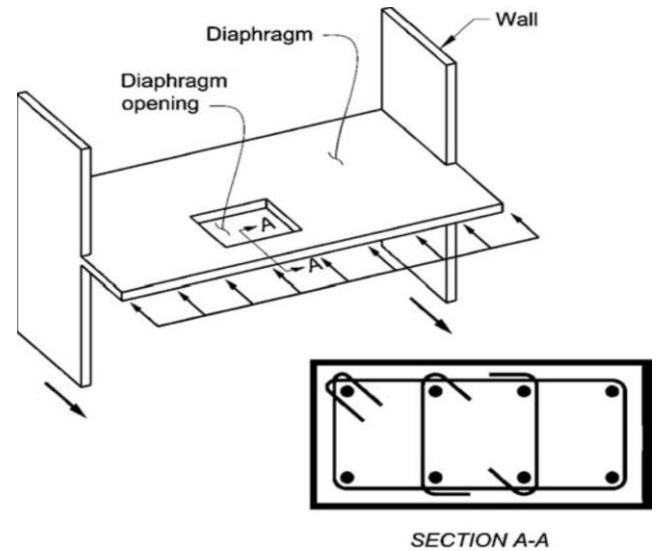


Fig. R18.12.3.2-Example of diaphragm subject to the requirements of 18.12.3.2 and showing an element having confinement as required by 18.12.7.5.

الشكل-R.12.12.3.2. مثال على الغشاء المعرض إلى متطلبات 18.12.3.2 مع إظهار عنصر له الحصر كما هو مطلوب في 18.12.7.5.

CODE الكود

18.12.4 Cast-in-place composite topping slab diaphragms

18.12.4 أغشية البلاطة العلوية المركبة المصبوبة في الموقع

18.12.4.1 A cast-in-place composite topping slab on a precast floor or roof shall be permitted as a structural diaphragm, provided the cast-in-place topping slab is reinforced and the surface of the previously hardened concrete on which the topping slab is placed is clean, free of laitance, and intentionally roughened.

18.12.4.1 يُسمح بصب بلاطة مركبة في موقع ما على أرضية أو سقف مسبقة الصب كغشاء هيكلي، شريطة أن يتم تسليح بلاطة القشرة في موضعه على سطح الأرض ويسطح الخرسانة مسبقة الصب توضع بلاطة نظيفة، وخالية من laitance، وتخشون عمداً.

18.12.5 Cast-in-place noncomposite topping slab diaphragms

18.12.5 أغشية البلاطة العلوية الغير مركبة المصبوبة في الموقع

18.12.5.1 A cast-in-place noncomposite topping on a precast floor or roof shall be permitted as a structural diaphragm, provided the cast-in-place topping slab acting alone is designed and detailed to resist the design earthquake forces

18.12.5.1 يُسمح بعدم تركيب بين البلاطة العلوية المصبوبة بالموقع على سقف مسبقة الصب غشاء هيكلي، بشرط أن تكون الطبقة المصبوبة في الموقع والتي تعمل بمفردها مصممة ومفصلة لمقاومة قوى الزلزال التصميمية.

18.12.6 Minimum thickness of diaphragms

18.12.6 أقل سماكة للأغشية

18.12.6.1 Concrete slabs and composite topping slabs serving as diaphragms used to transmit earthquake forces shall be at least 50 mm thick. Topping slabs placed over precast floor or roof elements, acting as diaphragms and not relying on composite action with the precast elements to resist the design earthquake forces, shall be at least 25 mm thick.

18.12.6.1 يجب أن تكون بلاطة الخرسانة و بلاطة الخرسانة المركبة التي تخدم كأغشية تستخدم لنقل قوى الزلازل على الأقل 50 مم. توضع بلاطة العلوية فوق أرضية مسبقة الصب أو عناصر السقف، تعمل كغشاء هيكلي ولا تعتمد على عمل مركب مع عناصر مسبقة الصنع لمقاومة قوى زلزال التصميم، على ألا يقل سمكها عن 25 مم.

18.12.7 Reinforcement

18.12.7 التسليح

18.12.7.1 The minimum reinforcement ratio for diaphragms shall be in conformance with 64.4. Except for post-tensioned slabs, reinforcement spacing each way in floor or roof systems shall not exceed 450 mm.

18.12.7.1 يجب أن تكون نسبة الحد الأدنى من التسليح للأغشية متوافقة مع 64.4. باستثناء البلاطة بعد الشد، يجب ألا تتجاوز مسافات التسوية في كل من أنظمة الأرضيات أو الأسقف 450 مم.

Where welded wire reinforcement is used as the distributed reinforcement to resist shear in topping slabs placed over precast floor and roof elements, the wires parallel to the joints between the precast elements shall be spaced not less than 650 mm on center. Reinforcement provided for shear strength shall be continuous and shall be distributed uniformly across the shear plane.

COMMENTARY التعليق

R18.12.4 Cast-in-place composite topping slab diaphragms

R18.12.4 أغشية البلاطة العلوية المركبة المصبوبة في الموقع

R18.12.4.1 A bonded topping slab is required so that the floor or roof system can provide restraint against slab buckling. Reinforcement is required to ensure the continuity of the shear transfer across precast joints. The connection requirements are introduced to promote a complete system with necessary shear transfers.

R18.12.4.1 يلزم وجود بلاطة علوية مترابطة بحيث يمكن أن يوفر نظام السقف أو الأرضية تقييداً ضد أنبعاج البلاطة. مطلوب التسليح لضمان استمرارية نقل القص عبر المفاصل مسبقة الصب. يتم تقديم متطلبات الاتصال لتأسيس نظام كامل مع عمليات نقل القص اللازمة.

R18.12.5 Cast-in-place noncomposite topping slab diaphragms

R18.12.5 أغشية البلاطة العلوية الغير مركبة المصبوبة في الموقع

R18.12.5.1 Composite action between the topping slab and the precast floor elements is not required, provided that the topping slab is designed to resist the design earthquake forces.

R18.12.5.1 لا يتطلب عمل التركيب بين البلاطة العلوية وبين عناصر الأرضية مسبقة الصب، بشرط أن يتم تصميم البلاطة العلوية لمقاومة القوى التصميمية للزلزال.

R18.12.6 Minimum thickness of diaphragms

R18.12.6 أقل سماكة للأغشية

R18.12.6.1 The minimum thickness of concrete diaphragms reflects current practice in 9oist and waffle systems and composite topping slabs on precast floor and roof systems. Thicker slabs are required if the topping slab is not designed to act compositely with the precast system to resist the design earthquake forces.

R18.12.6.1 يعكس الحد الأدنى لسمك أغشية الاسمنت الحالية الممارسة الحالية في أنظمة 9 waffle joist والبلاطات المركبة على الأرضيات الجاهزة وأنظمة السقف. يلزم وجود ألواح سميكة إذا لم يتم تصميم بلاطة التشغيل العلوي للتصرف بشكل مركب مع النظام المسبق لمقاومة قوى زلزال التصميم.

R18.12.7 Reinforcement

R18.12.7 التسليح

R18.12.7.1 Minimum reinforcement ratios for diaphragms correspond to the required amount of temperature and shrinkage reinforcement (refer to 24.4). The maximum spacing for reinforcement is intended to control the width of inclined cracks. Minimum average prestress requirements (refer to 24.4.4.1) are considered to be adequate to limit the crack widths in post-tensioned floor systems; therefore, the maximum spacing requirements do not apply to these systems.

R18.12.7.1 أقل نسب تسليح للأغشية تقابل الكمية المطلوبة من تسليح درجة الحرارة والانكماش (راجع 24.4). أقصى تباعد للتسليح يقصد التحكم في عرض الشقوق المائلة. تعتبر متطلبات الحد الأدنى لمتوسط الإجهاد المسبق (راجع 24.4.4.1) كافية للحد من عرض التشققات في أنظمة الأرضية لاحقة الشد؛ لذلك، لا تنطبق متطلبات أقصى تباعد على هذه الأنظمة.

CODE الكود

عند استخدام تسليح الأسلاك الملحومة كتنقيوية تسليح لمقاومة القص في الصفوف الموضوعة فوق الأرضية مسبقة الصب وعناصر السقف، يجب أن تكون الأسلاك المتوازية للمفاصل بين العناصر سابقة الصب متباعدة بمسافة لا تقل عن 650 مم في المركز. يجب أن تكون التسليح المقدمة لمقاومة القص مستمرة ويجب توزيعها بشكل موحد عبر مستوى القص.

18.12.7.2 Bonded tendons used as reinforcement to resist collector forces, diaphragm shear, or flexural tension shall be designed such that the stress due to design earthquake forces does not exceed 420 MPa. Precompression from unbonded tendons shall be permitted to resist diaphragm design forces if a seismic load path is provided.

18.12.7.2 يجب تصميم كابلات الشد المرتبطة المستخدمة كتسليح لمقاومة قوى التجميع أو القص الغشائي أو الشد الانحناء بحيث لا يتجاوز الضغط الناتج عن قوى الزلزال التصميمي 420 ميغا باسكال. يُسمح بالضغط المسبق من كابلات الشد الغير مرتبطة لمقاومة قوى تصميم الغشاء الانحناء في حالة توفير مسار الحمل الزلزالي.

18.12.7.3 All reinforcement used to resist collector forces, diaphragm shear, or flexural tension shall be developed or spliced for fy in tension.

18.12.7.3 يجب ان تكون جميع التسليح المستخدمة لمقاومة قوى التجميع ، أو القص الاغشائية ، أو الشد الانحناء ، أو متداخل fy في الشد.

18.12.7.4 Type 2 splices are required where mechanical splices are used to transfer forces between the diaphragm and the vertical elements of the seismic-force-resisting system.

18.12.7.4 يلزم إدخال الداخلات من النوع 2 في الأماكن التي تستخدم فيها التوصيلات الميكانيكية لنقل القوى بين الغشاء الانحناء والعناصر الرأسية لنظام مقاومة الزلازل.

18.12.7.5 Collector elements with compressive stresses exceeding $0.2fc'$ at any section shall have transverse reinforcement satisfying 18.7.5.(a) through (e) and 18.7.5.3, except the spacing limit of 18.7.5.3(a) shall be one-third of the least dimension of the collector. The amount of transverse reinforcement shall be in accordance with Table 18.16.7.5. The specified transverse reinforcement is permitted to be discontinued at a section where the calculated compressive stress is less than $0.15fc'$. If design forces have been amplified to account for the overstrength of the vertical elements of the seismic-force-resisting system, the limit of $0.2fc'$ shall be increased to $0.5fc'$, and the limit of $0.15fc'$ shall be increased to $0.4fc'$.

18.12.7.5 تكون لعناصر المجموعة ذات الضغوط الانضغاطية التي تزيد عن $0.2fc'$ في أي قسم استنزاف عرضي يستجيب 18.7.5.(أ) إلى (هـ) و 18.7.5.3 ، ما عدا حدود المياعدة (a) يجب يكون ثلث البعد الأقل للمجمع ، ويجب أن تكون كمية التسليح العرضي وفقا للجدول 18.16.7.5 ، ويسمح F التسليح التعريفي المحدد في مقطع يكون فيه ضغط الانضغاط المحسوب أقل من $0.15fc'$. إذا تم تضخيم قوات التصميم لحساب الاجهاد العالي من العناصر الرأسية لنظام مقاومة الزلازل، يجب زيادة الحد من $0.2fc'$ إلى $0.5fc'$ ، ويجب زيادة الحد $0.15fc'$ إلى $0.4fc'$.

COMMENTARY التعليق

The minimum spacing requirement for welded wire reinforcement in topping slabs on precast floor systems is to avoid fracture of the distributed reinforcement during an earthquake. Cracks in the topping slab open immediately above the boundary between the flanges of adjacent precast members, and the wires crossing those cracks are restrained by the transverse wires (Wood et al. 6000). Therefore, all the deformation associated with cracking should be accommodated in a distance not greater than the spacing of the transverse wires. A minimum spacing of 650 mm for the transverse wires is required to reduce the likelihood of fracture of the wires crossing the critical cracks during a design earthquake. The minimum spacing requirements do not apply to diaphragms reinforced with individual bars, because strains are distributed over a longer length.

إن الحد الأدنى من متطلبات التباعد الخاصة بتسليح الأسلاك الملحومة في البلاطات العلوية على أنظمة الأرضيات مسبقة الصب هو تجنب كسر التسليح الموزع أثناء الزلزال. تشققات في البلاطة العلوية مفتوحة مباشرة فوق الحد الفاصل بين الشفة العليا للعناصر مسبقة الصب المجاورة، والأسلاك التي تعبر هذه الشقوق مقيدة بالأسلاك العرضية (Wood et al. 6000). لذلك، يجب أن يكون كل التشوه المرتبط بالتشققات مضافا على مسافة لا تزيد عن التباعد بين الأسلاك العرضية. هناك حاجة إلى تباعد أدنى يبلغ 650 ملم في الأسلاك العرضية للحد من احتمال حدوث كسر في الأسلاك التي تتقاطع مع الشقوق الحرجة أثناء زلزال تصميمي. لا تنطبق متطلبات التباعد الأدنى على أغشية مسلحة بأسياخ فردية، لأن الانفعالات توزع على الطول الطويل.

R18.12.7.3 Bar development and lap splices are designed according to requirements of Chapter 25 for reinforcement in tension. Reductions in development or splice length for calculated stresses less than f_y are not permitted, as indicated in 25.4.10.2.

R18.12.7.3 تم تصميم سيخ التثبيت والتوصيلات المتداخلة وفقاً لمتطلبات الفصل 25 للتسليح في الشد. لا يسمح بالتخفيضات في طول التثبيت أو التوصيل للأجهادات المحسوبة أقل من f_y ، كما هو مبين في 25.4.10.2.

R18.12.7.5 In documents such as the NEHRP Provisions (FE5A P750), ASCE/SEI 7, the 2012 IBC, and the Uniform Building Code (ICBO 1997), collector elements of diaphragms are designed for forces amplified by a factor Ω_o to account for the overstrength in the vertical elements of the seismic-force-resisting systems. The amplification factor Ω_o ranges between 2 and 3 for most concrete structures, depending on the document selected and on the type of seismic-force-resisting system. In some documents, the factor can be calculated based on the maximum forces that can be developed by the elements of the vertical seismic-force-resisting system.

R18.12.7.5 في وثائق مثل NEHRP Provisions (FEMA P750) و ASCE / SEI 7 و IBC 2012 وكود البناء الموحد (ICBO 1997) ، تم تصميم عناصر المجمع للأغشية لقوى تضخمت بمعامل من أجل حساب المقاومة الزائدة في العناصر الرأسية لأنظمة مقاومة القوة الزلزالية. ويتراوح معامل التضخيم بين 2 و 3 لمعظم المباني الخرسانية، اعتماداً على الوثيقة المختارة وعلى نوع نظام مقاومة القوة الزلزالية. في بعض الوثائق، يمكن حساب المعامل بناءً على القوى القصوى التي يمكن تطويرها بواسطة عناصر نظام مقاومة القوة الزلزالية الرأسية.

CODE الكود

Table 18.12.7.5 —Transverse reinforcement for collector elements

جدول 18.12.7.5 - التسليح العرضي لعناصر المجمعات

Table 18.12.7.5 —Transverse reinforcement for collector elements

Transverse reinforcement	Applicable expressions		
$A_{sh}/s b_c$ for rectilinear hoop	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$		(a)
ρ_s for spiral or circular hoop	Greater of:	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(c)

18.12.7.6 Longitudinal reinforcement detailing for collector elements at splices and anchorage zones shall satisfy (a) or (b):

18.12.7.6 يجب أن تفي تفاصيل التسليح الطولي لعناصر المجمعات في التقاطعات ومناطق التثبيت (أ) أو (ب) بما يلي:

(a) Center-to-center spacing of at least three longitudinal bar diameters, but not less than 40 mm, and concrete clear cover of at least two and one-half longitudinal bar diameters, but not less than 50 mm

(ج) المسافة بين المركز الى المركز لما لا يقل عن ثلاثة أقطار قضبان طولية، ولكن لا تقل عن 40 مم، وغطاء خرساني واضح لا يقل عن اثنين اقطار و واحد ونصف طوليين، ولكن لا يقل عن 50 مم

(b) Area of transverse reinforcement, providing A_v at least the greater of $0.062\sqrt{f'_c}(b_w s/f_{yt})$ and $0.35b_w s/f_{yt}$, except as required in 18.16.7.5

(ب) منطقة التسليح العرضي، مما يوفر A_v على الأقل أكبر من $0.062\sqrt{f'_c}(b_w s/f_{yt})$ and $0.35b_w s/f_{yt}$ ، باستثناء ما هو مطلوب في 18.16.7.5

COMMENTARY التعليق

Compressive stress calculated for the factored forces on a linearly elastic model based on gross section of the structural diaphragm is used as an index value to determine whether confining reinforcement is required. A calculated compressive stress of $0.2f'_c$, or $0.5f'_c$ for forces amplified by Ω_0 , is assumed to indicate that integrity of the entire structure depends on the ability of that member to resist substantial compressive force under severe cyclic loading. Transverse reinforcement is required at such locations to provide confinement for the concrete and the reinforcement.

يتم استخدام أجهاد الضغط المحسوب للقوى المصعدة على نموذج مرن خطيًا استنادًا إلى المقطع الكلي للغشاء الانشائي كقيمة مؤشر لتحديد ما إذا كان حصر التسليح مطلوبًا أم لا. يفترض أن الضغط المحسوب لـ $0.2f'_c$ ، أو $0.5f'_c$ للقوى المضخمة بواسطة Ω_0 ، يشير إلى أن تكامل المنشأ بأكملها يعتمد على قدرة ذلك العنصر على مقاومة قوة قوة الضغط المستمرة تحت التحميل الدوري الحاد. يلزم التسليح العرضي في مثل هذه المواقع لتوفير الحصر للخرسانة وحديد التسليح.

R18.12.7.6 This section is intended to reduce the possibility of bar buckling and provide adequate bar development conditions in the vicinity of splices and anchorage zones.

18.12.7.6 18 يهدف هذا القسم إلى تقليل من إمكانية أنبعاج السيخ وتوفير حالات كافية لتثبيت السيخ على قرب من مناطق التوصيل والتثبيت.

CODE الكود

18.12.8 Flexural strength

18.12.8.1 Diaphragms and portions of diaphragms shall be designed for flexure in accordance with Chapter 12. The effects of openings shall be considered.

18.12.8 قوة الانحناء

18.12.8.1 يجب أن تصمم الأغشية وأجزاء من أغشية يجب أن تصمم للانحناء وفقاً للفصل 12. واخذ بالاعتبار آثار الفتحات.

18.12.9 Shear strength

18.12.9 مقاومة القص

18.12.9.1 V_n of diaphragms shall not exceed:

18.12.9.1 يجب أن لا يتجاوز V_n من أغشية:

$$V_n = A_{cv} (0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (18.12.9.1)$$

For cast-in-place topping slab diaphragms on precast floor or roof members,

للصب في الموقع للأغشية البلاطة العلوية في أرضية مسبقة الصب أو عناصر السقف

A_{cv} shall be calculated using only the thickness of topping slab for noncomposite topping slab diaphragms and the combined thickness of cast-in-place and precast elements for composite topping slab diaphragms.

، يتم حساب A_{cv} باستخدام فقط سماكة بلاطة علوية لغشاء غير مركب والسمك الغير مشترك لعناصر الصب في الموقع والعناصر المسبقة الصب للأغشية البلاطة العلوية المركبة.

For composite topping slab diaphragms, the value of f_c' used to calculate V_n shall not exceed the lesser of f_c' for the precast members and f_c' for the topping slab.

بالنسبة لأغشية البلاطة العلوية ذات الطبقة المركبة، يجب ألا تتجاوز قيمة f_c المستخدمة في حساب V_n أقل قيمة f_c للأعضاء المسبقة الصب و f_c للبلاطة العلوية.

COMMENTARY التعليق

R18.12.8 Flexural strength

R18.12.8 مقاومة الانحناء

R18.12.8.1 Flexural strength for diaphragms is calculated using the same assumptions as for walls, columns, or beams. The design of diaphragms for flexure and other actions uses the applicable load combinations of 5.3.1 to consider earth-quake forces acting concurrently with gravity or other loads. The influence of slab openings on flexural and shear strength is to be considered, including evaluating the potential critical sections created by the openings. Strut-and-tie models are potentially useful for designing diaphragms with openings. Earlier design practice assumed design moments for diaphragms were resisted entirely by chord forces acting at opposite edges of the diaphragm. This idealization was implicit in earlier versions of the Code, but has been replaced by an approach in which all longitudinal reinforcement, within the limits of 18.12.7, is assumed to contribute to the flexural strength of the diaphragm. This change reduces the required area of longitudinal reinforcement concentrated near the edge of the diaphragm, but should not be interpreted as a requirement to eliminate all boundary reinforcement.

يتم حساب مقاومة الانحناء للأغشية باستخدام نفس الافتراضات مثل الجدران أو الأعمدة أو الكمرات. يستخدم تصميم الأغشية للانحناء وغيرها من إجراءات تراكيب الاحمال المطبقة في 5.3.1 للنظر في قوى الزلزال الذي يعمل بالتزامن مع الاحمال الرأسية أو الاحمال الأخرى. يجب النظر في تأثير فتحات البلاطة على مقاومة الانحناء وقوة القص، بما في ذلك تقييم المقاطع الحرجة المحتملة الناتجة عن الفتحات. من المحتمل أن تكون نماذج الركيزة - الشدائد مفيدة لتصميم الأغشية ذات الفتحات. في وقت سابق من تطبيق التصميم، قدرت عزوم التصميم المفترضة للأغشية بشكل كامل عن طريق قوى الكابل التي تعمل في ضد أطراف الغشاء. هذا المثل كان متضمناً في الإصدارات السابقة من الكود، ولكن تم استبداله باتباع نهج يفترض فيه أن جميع التسليح الطولي، في حدود 18.12.7، تساهم في مقاومة الانحناء للغشاء الإنشائي. هذا التغيير يقلل من المساحة المطلوبة للتسليح الطولي بالقرب من حافة الغشاء الإنشائي، ولكن لا ينبغي أن تفسر على أنها شرط لاستبعاد جميع حدود التسليح.

R18.12.9 Shear strength—The shear strength requirements for diaphragms are similar to those for slender structural walls and are based on the shear provisions for beams. The term A_{cv} refers to the gross area of the diaphragm, but may not exceed the thickness times the width of the diaphragm. This corresponds to the gross area of the effective deep beam that forms the diaphragm. Distributed slab reinforcement p_t used to calculate shear strength of a diaphragm in Eq. (18.12.9.1) is positioned perpendicular to the diaphragm flexural reinforcement. Provision 18.16.9.6 limits the maximum shear strength of the diaphragm.

R18.12.9 مقاومة القص - تتطلب مقاومة القص للأغشية ماثلة لتلك الخاصة

بجدران القص النحيفة وتعتمد على أحكام القص للكمرات. يشير المصطلح A_{cv} إلى المساحة الكلية للغشاء الإنشائي، ولكن قد لا تتجاوز السماكة عدة مرات عرض الغشاء. هذا يتوافق مع المساحة الكلية للكمر الفعالة العميقة التي تشكل الغشاء الإنشائي. يوزع تسليح البلاطة p_t المستخدم لحساب مقاومة القص للغشاء في المعادلة (18.12.9.1) يتم وضعها عمودي على تسليح الانحناء للغشاء الإنشائي. ينص البند 18.16.9.6 على الحد الأقصى لمقاومة القص في الغشاء.

CODE الكود

18.12.9.2 V_n of diaphragms shall not exceed $0.22 A_{vf} f_c$.

18.12.9.2 قيمة V_n من أغشية يجب ألا تتجاوز $0.22 A_{vf} f_c$.

18.12.9.3 Above joints between precast elements in noncomposite and composite cast-in-place topping slab diaphragms, V_n shall not exceed:

18.12.9.3 فوق المفاصل بين العناصر المسبقة في غير المركب و المركب في المصبوب بالموقع كاغشية ، يجب ألا يتجاوز V_n :

$$V_n = A_{vf} f_y \mu$$

where A_{vf} is the total area of shear friction reinforcement within the topping slab, including both distributed and boundary reinforcement, that is oriented perpendicular to joints in the precast system and coefficient of friction, μ , is 1.0A, where A is given in 19.6.4. At least one-half of A_{vf} shall be uniformly distributed along the length of the potential shear plane. The area of distributed reinforcement in the topping slab shall satisfy 64.4.3.6 in each direction.

حيث A_{vf} هي المساحة الإجمالية لتقوية احتكاك القص ضمن الطبقة العلوية، بما في ذلك التسليح الموزع والحدودي، والتي يتم توجيهها عمودياً على 9 نقاط في النظام المسبق، ومعامل الاحتكاك، μ ، هو 1.0A، حيث يتم إعطاء A في 19.6.4. يجب أن يكون نصف A_{vf} على الأقل موزعاً بشكل موحد على طول مستوي القص المحتمل. يجب أن تستوفي منطقة التسليح الموزع في بلاطة الطبقة العليا 64.4.3.6 في كل اتجاه.

18.12.9.4 Above joints between precast elements in noncomposite and composite cast-in-place topping slab diaphragms, V_n shall not exceed the limits in 66.9.4.4, where A_c is calculated using only the thickness of the topping slab.

18.12.9.4 فوق المفاصل بين عناصر مسبقة الصنع في غير المركب و المركب للبلطة الاغشية العلوية المصبوبة بالموقع، يجب ألا يتجاوز V_n حدود 66.9.4.4، حيث يتم حساب A_c باستخدام سمك البلاطة العليا فقط.

18.12.10 Construction joints

18.12.10 فواصل الانشاء

18.12.10.1 Construction joints in diaphragms shall be specified according to 22.5.2, and contact surfaces shall be roughened consistent with condition (b) of Table 22.9.4.2.

18.12.10.1 تحدد فواصل البناء في الأغشية وفقاً لما هو وارد في 22.5.2، ويجب أن تكون الأسطح الملامسة خشناً بما يتفق مع الشرط (ب) من الجدول 22.9.4.2.

COMMENTARY التعليق

In addition to satisfying 18.12.9.1 and 18.12.9.2, cast-in-place topping slab diaphragms must also satisfy 18.12.9.3 and 18.16.9.4. Cast-in-place topping slabs on a precast floor or roof system tend to have shrinkage cracks that are aligned with the joints between adjacent precast members. Therefore, the additional shear strength requirements for topping slab diaphragms in 18.12.9.3 are based on a shear friction model (Wood et al. 2000), and the assumed crack plane corresponds to joints in the precast system along the direction of the applied shear, as shown in Fig. R22.9.4.3. The coefficient of friction, μ , in the shear friction model is taken equal to 1.0 for normalweight concrete due to the presence of these shrinkage cracks.

بالإضافة إلى استيفاء 18.12.9.1 و 18.12.9.2، يجب أن تلبى أغشية البلاطة العلوية المصبوبة في الموقع أيضاً 18.12.9.3 و 18.16.9.4. تميل البلاطات العلوية المصبوبة في الموقع على الأرضية أو نظام الأسطح مسبقة الصب إلى تشققات الانكماش التي تتماشى مع المفاصل بين العناصر المجاورين مسبقة الصب. ولذلك، فإن متطلبات مقاومة القص الإضافية لأغشية البلاطة العلوية في 18.12.9.3 تعتمد على نموذج احتكاك -قص (Wood et al. 2000)، ومستوي التشقق المفترض يقابل المفاصل في النظام مسبق الصب على طول اتجاه القص المطبق، كما هو موضح في الشكل R.9.9.4.3. يتم أخذ معامل الاحتكاك، μ ، في نموذج احتكاك - قص بمقدار 1.0 للخرسانة ذات الوزن الطبيعي بسبب وجود هذه الشقوق الانكماشية.

Both distributed and boundary reinforcement in the topping slab may be considered as shear friction reinforcement A_{vf} . Boundary reinforcement within the diaphragm was called chord reinforcement in ACI 318 before 2008. Although the boundary reinforcement also resists forces due to moment and axial force in the diaphragm, the reduction in the shear friction resistance in the tension zone is offset by the increase in shear friction resistance in the compression zone. Therefore, the area of boundary reinforcement used to resist shear friction need not be added to the area of boundary reinforcement used to resist moment and axial force. The distributed topping slab reinforcement must contribute at least one-half of the nominal shear strength. It is assumed that connections between the precast elements do not contribute to the shear strength of the topping slab diaphragm.

Provision 18.12.9.4 limits the maximum shear that may be transmitted by shear friction within a topping slab diaphragm.

يمكن اعتبار كل من التسليح الموزع والحدودي في البلاطة العلوية بمثابة تسليح للاحتكاك -قص. كان تسليح الحدود داخل الغشاء يسمى تسليح الكابل في ACI 318 قبل 2008. على الرغم من أن التسليح الحدودي يقاوم أيضاً القوى بسبب العزم والقوة المحورية في الغشاء الانشائي، ويقابل التقليل من مقاومة الاحتكاك - القص في منطقة الشد من خلال زيادة في مقاومة الاحتكاك - القص في منطقة الضغط لذلك، لا يجب إضافة مساحة التسليح الحدودي المستخدمة لمقاومة احتكاك -القص إلى مساحة التسليح الحدودي المستخدمة لمقاومة العزم والقوة المحورية. يجب أن تساهم تسليح البلاطة الموزعة على النصف على الأقل من مقاومة القص الاسمية. من المفترض أن الوصلات بين العناصر مسبقة الصب لا تساهم في مقاومة القص في غشاء البلاطة العلوية. ينص البند 18.12.9.4 على الحد الأقصى للقص الذي يمكن أن ينتقل عن طريق احتكاك -القص داخل غشاء البلاطة العلوية.

CODE الكود

18.12.11 Structural trusses

18.12.11 الجملونات الإنشائية

18.12.11.1 Structural truss elements with compressive stresses exceeding $0.2f_c'$ at any section shall have transverse reinforcement, in accordance with 18.7.5.2, 18.7.5.3, 18.7.5.7, and Table 18.12.11.1, over the length of the element.

18.12.11.1 يجب أن يكون لعناصر الجملونات الإنشائية ذات الإجهاد الانضغاطية التي تزيد عن $0.2f_c'$ في أي مقطع تسليح عرضي ، طبقاً لـ 18.7.5.2 ، 18.7.5.3 ، 18.7.5.7 ، والجدول 18.12.11.1 ، على طول العنصر .

Table 18.12.11.1—Transverse reinforcement for structural trusses

الجدول 18.12.11.1 - التسليح العرضي للدعامات الهيكلية

Table 18.12.11.1—Transverse reinforcement for structural trusses

Transverse reinforcement	Applicable expressions		
$A_{sh}/s_b c$ for rectilinear hoop	Greater of:	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$	(a)
		$0.09 \frac{f_c'}{f_{yt}}$	(b)
ρ_s for spiral or circular hoop	Greater of:	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$	(c)
		$0.12 \frac{f_c'}{f_{yt}}$	(d)

18.12.11.2 All continuous reinforcement in structural truss elements shall be developed or spliced for f_y in tension.

18.12.11.2 يجب تسليح جميع العناصر المستمرة في عناصر الجملونات الإنشائية للتعبير عن الشد.

18.13—Foundations

18.13، الأساسات

18.13.1 Scope

18.13.1 المجال

18.13.1.1 This section shall apply to foundations resisting earthquake-induced forces or transferring earthquake-induced forces between structure and ground in structures assigned to SDC D, E, or F.

18.13.1.1 ينطبق هذا القسم على الأساسات التي تقاوم قوى الزلازل أو ينقل القوى المستحثة بالزلازل بين البناء والأرض في الهياكل المخصصة إلى SDC D أو E أو F.

18.13.1.2 The provisions in this section for piles, drilled piers, caissons, and slabs-on-ground shall supplement other applicable Code design and construction criteria, including 1.4.5 and 1.4.6.

18.13.1.2 يجب أن تكون الأحكام الواردة في هذا القسم للخوازيق و ركائز المحفورة و الكيسون والبلاطة على الأرض مكملة لمعايير تصميم وبناء قواعد أخرى معمول بها، بما في ذلك 1.4.5 و 1.4.6.

COMMENTARY التعليق

R18.12.11 Structural trusses

R.12.12.11 الجملونات الإنشائية

R18.12.11.1 The expressions for transverse reinforcement A_{sh} are based on ensuring compression capacity of an equivalent column section is maintained after spalling of cover concrete.

R18.12.11.1 تستند تعبيرات التسليح العرضي A_{sh} على ضمان قدرة الضغط لمقطع العمود المكافئ بعد إزالة الغطاء الخرساني.

R18.13—Foundations

R18.13- الأساسات

R18.13.1 Scope—Requirements for foundations supporting buildings assigned to SDC D, E, or F represent a consensus of a minimum level of good practice in designing and detailing concrete foundations including piles, drilled piers, and caissons. It is desirable that inelastic response in strong ground motion occurs above the foundations, as repairs to foundations can be extremely difficult and expensive.

R18.13.1 مجال- تمثل المتطلبات الخاصة بالأساسات التي تدعم المباني المخصصة SDC D أو E أو F أقل مستوى للتطبيق الجيد في تصميم وتفصيل الأساسات الخرسانية بما في ذلك الخوازيق والركائز المحفورة والكيسونات. من المرغوب أن تحدث استجابة غير مرنة في حركة أرضية قوية فوق الأساسات، حيث أن إصلاحات الأساسات قد تكون صعبة ومكلفة للغاية.

CODE الكود

18.13.2 Footings, foundation mats, and pile caps

18.13.2 القواعد والأساسات الحصيرية وتاج الخوازيق

18.13.2.1 Longitudinal reinforcement of columns and structural walls resisting forces induced by earthquake effects shall extend into the footing, mat, or pile cap, and shall be fully developed for tension at the interface.

18-13-2-1 التسليح الطولي للأعمدة والجدران الإنشائية المقاومة للقوى الناجمة عن آثار الزلزال يجب أن يمتد إلى القواعد أو الأساسات الحصيرية أو تاج الخوازيق ، ويجب أن يثبت بشكل كامل للشد في السطح البيني.

18.13.2.2 Columns designed assuming fixed-end conditions at the foundation shall comply with 18.13.2.1 and, if hooks are required, longitudinal reinforcement resisting flexure shall have 90-degree hooks near the bottom of the foundation with the free end of the bars oriented toward the center of the column.

18.13.2.2 يجب أن تتوافق الأعمدة المصممة على نهاية- ثابتة في الأساس مع **18.13.2.1**، وإذا كانت الخطايف مطلوبة، فيجب أن يكون التسليح الطولي المقاوم للاحتكاك خطايف بزوايا 90 درجة بالقرب من الجزء السفلي من الأساس مع نهاية حرة للأعمدة الموجهة باتجاه مركز العمود.

18.13.2.3 Columns or boundary elements of special structural walls that have an edge within one-half the footing depth from an edge of the footing shall have transverse reinforcement in accordance with 18.7.5.2 through 18.7.5.4 provided below the top of the footing. This reinforcement shall extend into the footing, mat, or pile cap a length equal to the development length, calculated for f_y in tension, of the column or boundary element longitudinal reinforcement.

18.13.2.3 يجب أن يكون للعمود أو العناصر الحدودية للجدران الصخرية الخاصة التي لها الحافة في حدود نصف عمق القاعدة من حافة القاعدة، تسليح عرضي وفقاً لـ **18.7.5.2** حتى **18.7.5.4** المقدمة أسفل الجزء العلوي من القاعدة. يجب أن تمتد هذه التسليح إلى القاعدة، أو اللبشة، أو تاج الخوازيق طولاً مساوياً لطول التثبيت، محسوباً لـ f_y في الشد، للعمود أو العنصر الحدودي للتسليح الطولي.

18.13.2.4 Where earthquake effects create uplift forces in boundary elements of special structural walls or columns, flexural reinforcement shall be provided in the top of the footing, mat, or pile cap to resist actions resulting from the factored load combinations, and shall be at least that required by 7.6.1 or 9.6.1.

18.13.2.4 عندما تحدث تأثيرات الزلازل قوى ارتفاعات في العناصر الحدودية للجدران أو الأعمدة الهيكلية الخاصة، يجب توفير تسليح الانحناء في الجزء العلوي من القاعدة، أو الحصيرة، أو تاج الخوازيق لمقاومة الإجراءات الناتجة عن توليفات الحمل المحسوبة، ويجب أن تكون في أقل ما تطلبه **7.6.1** أو **9.6.1**.

18.13.2.5 Structural plain concrete in footings and basement walls shall be in accordance with 14.1.4.

18.13.2.5 يجب أن تكون الخرسانة الإنشائية البسيطة في القواعد والجدران الأرضية طبقاً للفقرة **14.1.4**.

COMMENTARY التعليق

R18.13.2 Footings, foundation mats, and pile caps

R18.13.2 القواعد والأساسات الحصيرية وتاج الخوازيق

R18.13.2.2 Tests (Nilsson and Losberg 1972) have demonstrated that flexural members terminating in a footing, slab, or beam (a T-joint) should have their hooks turned inward toward the axis of the member for the joint to be able to resist the flexure in the member forming the stem of the T.

R18.13.2.2 أوضحت الاختبارات (Nilsson و Losberg 1972) أنه يجب أن يتحول عناصر الانحناء المنتهية في أحد القواعد أو البلاطات أو كمر (مفاصل T) إلى تحويل عكفاتها إلى الداخل نحو محور العنصر للمفصل تكون قادرة على مقاومة الانحناء في العنصر تشكيل ساق T.

R18.13.2.3 Columns or boundary members supported close to the edge of the foundation, as often occurs near property lines, should be detailed to prevent an edge failure of the footing, pile cap, or mat.

R18.13.2.3 ينبغي تفصيل الأعمدة أو العناصر الحدية الداعمة بالقرب من حافة الأساسات، أما يحدث في الغالب بالقرب من خطوط الخاصة، وذلك لمنع حدوث فشل في القواعد، أو تاج الخوازيق، أو اللبشة.

R18.13.2.4 The purpose of this section is to emphasize that top reinforcement may be required, in addition to other required reinforcement.

R18.13.2.4 الغرض من هذا القسم هو التأكيد قد تكون هناك حاجة إلى تسليح علوي، بالإضافة إلى التسليح الآخر المطلوبة.

R18.13.2.5 Foundation or basement walls should be reinforced in buildings assigned to SDC D, E, or F.

R13.13.2.5 يجب أن يتم التسليح الأساسات قاعدة الجدران في المباني المخصصة لـ **SDC D** أو **E** أو **F**.

CODE الكود

18.13.3 Grade beams and slabs-on-ground

18.13.3 الكمرات المتدرجة والبلاطات الأرضية

18.13.3.1 Grade beams designed to act as horizontal ties between pile caps or footings shall have continuous longitudinal reinforcement that shall be developed within or beyond the supported column or anchored within the pile cap or footing at all discontinuities.

18.13.3.1 يجب أن تكون الكمرات المتدرجة المصممة للعمل كوصلات أفقية بين تاج الخازوق أو الأعمدة ذات تسليح طولية مستمرة يتم تثبيتها داخل أو خارج العمود المدعوم أو ترتكز داخل تاج الخازوق أو على القاعدة في جميع حالات التوقف (عدم الاستمرار).

18.13.3.2 Grade beams designed to act as horizontal ties between pile caps or footings shall be sized such that the smallest cross-sectional dimension shall be at least equal to the clear spacing between connected columns divided by 20, but need not exceed 450 mm. Closed ties shall be provided at a spacing not to exceed the lesser of one-half the smallest orthogonal cross-sectional dimension and 300 mm.

18.13.3.2 يجب أن تكون الكمرات المتدرجة المصممة للعمل كوصلات أفقية بين تاج الخازوق أو المقاسات ذات حجم بحيث يكون أصغر أبعاد المقطع العرضي مساوياً على الأقل للتباعد الواضح بين الأعمدة المتصلة مقسوماً على 20، ولكن لا يجب أن يتجاوز 450 مم. يجب توفير وصلات مغلقة عند المبادعة لا تتجاوز أقل من نصف نصف الأبعاد العرضية المتعامدة و 300 مم.

18.13.3.3 Grade beams and beams that are part of a mat foundation subjected to flexure from columns that are part of the seismic-force-resisting system shall be in accordance with 18.6.

18.13.3.3 يجب أن تكون الكمرات والكمرات المتدرجة التي تشكل جزءاً من أساس حصيرة إلى ثني من أعمدة تشكل جزءاً من نظام مقاومة الزلازل، وفقاً لما هو 18.6

18.13.3.4 Slabs-on-ground that resist earthquake forces from walls or columns that are part of the seismic-force-resisting system shall be designed as diaphragms in accordance with 18.12. The construction documents shall clearly indicate that the slab-on-ground is a structural diaphragm and part of the seismic-force-resisting system.

18-13-3-4 تصمم بلاطة الأرضية التي تقاوم قوى الزلازل من الجدران أو الأعمدة التي تشكل جزءاً من نظام مقاومة الزلازل كأغشية في التوافق مع 18.12. يجب أن تشير وثائق البناء بوضوح إلى أن بلاطة الأرضية هي عبارة عن غشاء هيكلي وجزء من نظام مقاومة الزلازل.

COMMENTARY التعليق

R18.13.3 Grade beams and slabs-on-ground—For earth-quake conditions, slabs-on-ground (soil-supported slabs) are often part of the lateral-force-resisting system and should be designed in accordance with this Code as well as other appropriate standards or guidelines (refer to 1.4.7).

R18.13.3 الكمرات المتدرجة والبلاطات الأرضية - بالنسبة لحالات الزلازل ، غالباً ما تكون البلاطات الأرضية (بلاطات مدعومة بالتربة) جزءاً من نظام مقاومة القوة الجانبية ويجب أن تصمم وفقاً لهذا الكود وكذلك المعايير أو المبادئ التوجيهية الأخرى المناسبة (الرجوع إلى 1.4.7)

R18.13.3.2 Grade beams between pile caps or footings can be separate beams beneath the slab-on-ground or can be a thickened portion of the slab-on-ground. The cross-sectional limitation and minimum tie requirements provide reasonable proportions.

R18.13.3.2 يمكن أن تكون الكمرات المتدرجة بين تاج الخوازيق أو القواعد ذات كمرات منفصلة أسفل البلاطة الأرضية أو يمكن أن تكون جزءاً سميكتاً من البلاطة الأرضية. حدود المقاطع العرضية والحد الأدنى لمتطلبات الشدات توفر نسب معقولة.

R18.13.3.3 Grade beams resisting flexural stresses from column moments should have reinforcement details similar to the beams of the frame above the foundation.

R18.13.3.3 ينبغي أن يكون للكمرات المتدرجة المقاومة لأجهادات الانحناء من عزوم العمود تفاصيل التسليح المشابهة لكمرات الإطار فوق الأساسات.

R18.13.3.4 Slabs-on-ground often act as a diaphragm to tie the building together at the ground level and minimize the effects of out-of-phase ground motion that may occur over the footprint of the building. In these cases, the slab-on-ground should be adequately reinforced and detailed. The construction documents should clearly state that these slabs-on-ground are structural members so as to prohibit saw cutting of the slab.

R18.13.3.4 غالباً ما تعمل البلاطات الأرضية كأغشية لربط المبنى معاً على مستوى الأرض وتقلل من تأثيرات الحركة الأرضية خارج المرحلة التي قد تحدث على قاعدة المبنى. في هذه الحالات، يجب تسليح البلاطات الأرضية وتفصيلها بشكل كافٍ. يجب أن تنص وثائق البناء بوضوح على أن هذه البلاطات الأرضية هي عناصر إنشائية لمنع تحمل قطع البلاطة.

CODE الكود

18.13.4 Piles, piers, and caissons

18.13.4 الخوازيق والركائز والكيسونات

18.13.4.1 Piles, piers, or caissons resisting tension loads shall have continuous longitudinal reinforcement over the length resisting design tension forces. The longitudinal reinforcement shall be detailed to transfer tension forces within the pile cap to supported structural members.

18.13.4.1 يجب أن يكون للركائز أو الأعمدة أو الكيسونات التي تقاوم أحمال الشد تسليح طولية مستمرة على طول قوى مقاومة قوى الشد التصميمي. يجب تفصيل القوة العملية الطويلة لتحويل قوى الشد داخل تاج الخوازيق إلى أعضاء هيكل مدعوم.

18.13.4.2 Where tension forces induced by earthquake effects are transferred between pile cap or mat foundation and precast pile by reinforcing bars grouted or post-installed in the top of the pile, the grouting system shall have been demonstrated by test to develop at least 1.25fy of the bar.

18.13.4.2 عندما يتم نقل قوى الشد الناجمة عن آثار الزلازل بين تاج الخوازيق أو الأساس اللبشة والخرق المسبقة الصب عن طريق تسليح القضبان المملوءة أو المثبتة في الجزء العلوي من الخازوق، فإن نظام الحشو يكون قد تم إثباته من خلال اختبار تثبت ما لا يقل عن 1.25fy من الشريط.

18.13.4.3 Piles, piers, or caissons shall have transverse reinforcement in accordance with 18.7.5.2 (a) through (e), 18.7.5.3, and 18.7.5.4 excluding requirements of (c) and (f) of Table 18.7.5.4 at locations (a) and (b):

18.13.4.3 يجب أن تكون الخوازيق أو الركائز أو الكيسونات التسليح عرضي وفقاً لـ 18.7.5.2 (a) إلى (e) و 18.7.5.3 و 18.7.5.4 باستثناء المتطلبات من (ج) و (و) من الجدول 18.7.5.4 في المواقع (أ) و (ب):

(a) At the top of the member for at least five times the member crosssectional dimension, and at least 1.8 m below the bottom of the pile cap.

(أ) في الجزء العلوي من العضو على الأقل خمسة أضعاف البعد العرضي للأعضاء، وعلى الأقل 1.8 متر تحت الجزء السفلي من تاج الخازوق.

(b) For the portion of piles in soil that is not capable of providing lateral support, or in air and water, along the entire unsupported length plus the length required in (a).

(ب) بالنسبة لجزء من الخوازيق في التربة غير قادرة على توفير دعم جانبي، أو في الهواء والماء، على طول الطول غير المدعم بأكمله بالإضافة إلى الطول المطلوب في (أ).

18.13.4.4 For precast concrete driven piles, the length of transverse reinforcement provided shall be sufficient to account for potential variations in the elevation of pile tips.

18.13.4.4 بالنسبة للخوازيق الخرسانية مسبقة الصب، يجب أن يكون طول التسليح العرضي المقدم كافياً لمراعاة التغيرات المحتملة في ارتفاع راس الخازوق.

18.13.4.5 Concrete piles, piers, or caissons in foundations supporting one- and two-story stud bearing wall construction are exempt from the transverse reinforcement requirements of 18.13.4.3 and 18.13.4.4.

18.13.4.5 الخوازيق الخرسانات، أو الركائز، أو الكيسونات في الأساسات التي تدعم بناء الجدار الذي يحمل دعائم من طابق أو طابقين من متطلبات التسليح العرضي مطلوب من 18.13.4.3 و 18.13.4.4.

COMMENTARY التعليق

R18.13.4 Piles, piers, and caissons—Adequate performance of piles and caissons for earthquake effects requires that these provisions be met in addition to other applicable standards or guidelines (refer to R1.4.5).

R18.13.4 الخوازيق والركائز والكيسونات- يتطلب الأداء الكافي للخوازيق والكيسونات للتأثيرات على الزلازل أن تلبى هذه الأحكام بالإضافة إلى المعايير أو المبادئ التوجيهية الأخرى المطبقة (راجع R1.4.5)

R18.13.4.1 A load path is necessary at pile caps to transfer tension forces from the reinforcing bars in the column or boundary member through the pile cap to the reinforcement of the pile or caisson.

R18.13.4.1 يعد مسار الحموله ضرورياً في تاج الخوازيق لنقل قوى الشد من أسياخ التسليح في العمود أو العناصر الحدية من خلال تاج الخوازيق إلى تسليح الخازوق أو الكيسونات.

R18.13.4.2 Grouted dowels in a breakout in the top of a precast concrete pile need to be developed, and testing is a practical means of demonstrating strength. Alternatively, reinforcing bars can be cast in the upper portion of the pile, exposed by chipping of concrete and mechanically spliced or welded to an extension.

R18.13.4.2 يجب تثبيت الاشياخ المحشوة في كتلة في قمة الخازوق الخرساني مسبقة الصب، والاختبار وسيلة عملية لإثبات قوتها. بدلا من ذلك، يمكن صب أسياخ التسليح في الجزء العلوي من الخازوق، التي تتعرض لها عملية التقطيع من الخرسانة وتوصيلها ميكانيكيا أو ملحومة إلى تمديد.

R18.13.4.3 During earthquakes, piles can be subjected to extremely high flexural demands at points of discontinuity, especially just below the pile cap and near the base of a soft or loose soil deposit. The Code requirement for confinement reinforcement at the top of the pile is based on numerous failures observed at this location in earthquakes. Transverse reinforcement is required in this region to provide ductile performance. Possible inelastic action in the pile at abrupt changes in soil deposits should also be considered, such as changes from soft to firm or loose to dense soil layers. Where precast piles are to be used, the potential for the pile tip to be driven to an elevation different than that specified in the construction documents needs to be considered when detailing the pile. If the pile reaches refusal at a shallower depth, a longer length of pile will need to be cut off. If this possibility is not foreseen, the length of transverse reinforcement required by this provision may not be available after the excess pile length is cut off.

R18.13.4.3 أثناء الزلازل، يمكن أن تتعرض الخوازيق إلى استدعاء أنحاء عالي للغاية عند نقاط الانقطاع، خاصة أسفل تاج الخازوق وبالقرب من قاعدة رواسب التربة الرخوة أو المفككة. تعتمد متطلبات الكود تسليح الحصر في الجزء العلوي من الخازوق على العديد من الانهيارات التي لوحظت في هذا الموقع في الزلازل. مطلوب التسليح العرضي في هذه المنطقة لتوفير أداء لين. كما ينبغي النظر في إمكانية وجود حركة غير مرنة في الخازوق عند حدوث تغيرات مفاجئة في رواسب التربة، مثل التغيرات من اللينة إلى الراسخة أو المفككة إلى طبقات التربة الكثيفة. وفي حالة استخدام خوازيق مسبقة الصب، يجب النظر في إمكانية دفع طرف الخازوق إلى ارتفاع مختلف عن ذلك المحدد في وثائق الإنشاء عند النظر في التفاصيل. إذا بلغت الخوازيق الرقص عند عمق سطحي، فسوف يتعين قطع الطول الطويل من الخازوق. إذا لم يكن هذا الاحتمال متوقفاً، فقد لا يتوفر طول التسليح العرضي المطلوب بموجب هذا البند بعد قطع الطول الزائد للخازوق.

CODE الكود

18.13.4.6 Pile caps incorporating batter piles shall be designed to resist the full compressive strength of the batter piles acting as short columns. The slenderness effects of batter piles shall be considered for the portion of the piles in soil that is not capable of providing lateral support, or in air or water.

18.13.4.6 يجب أن تكون قيعات الاوتاد المكونة لأكوام العجين مصممة لمقاومة قوة الانضغاط الكاملة لأكوام الخلط التي تعمل كأعمدة قصيرة. يجب النظر إلى التأثيرات الحادة لأكوام العجينة على جزء من أكوام التربة غير القادرة على توفير دعم جانبي أو في الهواء أو الماء.

18.14—Members not designated as part of the seismic-force-resisting system

18.14- العناصر الغير مصممة كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية

18.14.1 Scope

18.14.1 النطاق

18.14.1.1 This section shall apply to members not designated as part of the seismic-force-resisting system in structures assigned to SDC D, E, and F.

18.14.1.1 ينطبق هذا القسم على الأعضاء غير المرتبطتين كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية في الهياكل المعينة إلى SDC D و E و F.

18.14.2 Design actions

18.14.2 إجراءات التصميم

18.14.2.1 Members not designated as part of the seismic-force-resisting system shall be evaluated for gravity load combinations of $(1.2D + 1.0L + 0.2S)$ or $0.9D$, whichever is critical, acting simultaneously with the design displacement Δ_u . The load factor on the live load, L , shall be permitted to be reduced to 0.5 except for garages, areas occupied as places of public assembly, and all areas where L is greater than 4.8 kN/m^2 .

18-14-2-1 يجب تقييم الأعضاء غير المصممة كجزء من نظام مقاومة الزلازل من حيث الجاذبية مجموعات الحمل $(1.2D + 1.0L + 0.2S)$ أو $0.9D$ ، أيهما حرج ، تعمل في نفس الوقت مع الإزاحة التصميمية Δ_u . يُسمح بتقليل عامل الحمولة على الحمل المباشر L إلى 0.5 باستثناء المرائب والمناطق المشغولة كأماكن للتجميع العام وجميع المناطق التي يكون فيها L أكبر بمقدار 4.8 kN/m^2 .

18.14.3 Cast-in-place beams, columns, and joints

18.14.3 الكمرات والأعمدة والمفاصل المصبوبة في الموقع

18.14.3.1 Cast-in-place beams and columns shall be detailed in accordance with 18.14.3.2 or 18.14.3.3 depending on the magnitude of moments and shears induced in those members when subjected to the design displacement Δ_u . If effects of Δ_u are not explicitly checked, the provisions of 18.14.3.3 shall be satisfied.

18.14.3.1 يجب أن يتم تفصيل الكمرات والأعمدة المصبوبة في الموقع طبقاً للمواصفة 18.14.3.2 أو 18.14.3.3 وفقاً لحجم العزوم والقص التي يحدثها هؤلاء الأعضاء عند إخضاعهم للإزاحة التصميمية Δ_u . إذا لم يتم فحص تأثيرات Δ_u بشكل صريح، يجب استيفاء أحكام 18.14.3.3.

COMMENTARY التعليق

R18.14—Members not designated as part of the seismic-force-resisting system

This section applies only to structures assigned to SDC D, E, or F. For those SDCs, all structural members not designated as a part of the seismic-force-resisting system are required to be designed to support gravity loads while subjected to the design displacement. For concrete structures, the provisions of this section satisfy this requirement for columns, beams, slabs, and wall piers of the gravity system. Provision 18.14.6 defines the load and displacement combinations that must be considered.

Design displacement is defined in Chapter 2. Models used to determine design displacement of buildings should be chosen to produce results that conservatively bound the values expected during the design earthquake and should include, as appropriate, effects of concrete cracking, foundation flexibility, and deformation of floor and roof diaphragms. The provisions of 18.14 are intended to enable ductile flexural yielding of columns, beams, slabs, and wall piers under the design displacement, by providing sufficient confinement and shear strength in elements that yield.

R.14.14 - العناصر الغير مصممة كجزء من نظام مقاومة القوة

الزلزالية

ينطبق هذا القسم فقط على المنشآت المخصصة لـ SDC D أو E أو F بالنسبة لمراكز SDC هذه، يجب تصميم جميع العناصر الإنشائية الغير مصممة كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية لدعم الأحمال الرأسية أثناء تعرضهم للإزاحة التصميمية. بالنسبة للمنشآت الخرسانية، تلبي أحكام هذا القسم هذه المتطلبات للأعمدة والكمرات والبلاطات وركائز الجدران في نظام الجاذبية. يحدد البند 18.14.6 تراكيب الحمل والإزاحة التي يجب أخذها بعين الاعتبار. يتم تحديد الإزاحة التصميمية في الفصل 2. يجب اختيار النماذج المستخدمة لتحديد الإزاحة التصميمية للمباني لإنتاج نتائج ترتبط بشكل متكرر بالقيم المتوقعة أثناء الزلازل التصميمية ويجب أن تتضمن، حسب المناسب، تأثيرات تشقق الخرسانة ومرونة الأساسات، وتشوهات الأغشية للأرضيات والسقوف. وتهدف أحكام 18.14 إلى تمكين خضوع الانحناء اللين للأعمدة، والكمرات، والبلاطات، وركائز الجدران تحت الإزاحة التصميمية، من خلال توفير الحصر الكافي ومقاومة القص في العناصر التي تخضع.

R18.14.3 Cast-in-place beams, columns, and joints

R18.14.3 الكمرات والأعمدة والمفاصل المصبوبة في الموقع

R18.14.3.1 Cast-in-place columns and beams are assumed to yield if the combined effects of factored gravity loads and design displacements exceed the strengths specified, or if the effects of design displacements are not calculated. Requirements for transverse reinforcement and shear strength vary with member type and whether the member yields under the design displacement.

يفترض أن تخضع الأعمدة والكمرات المصبوبة في الموقع إذا كانت التأثيرات المركبة للأحمال الرأسية المصعدة والإزاحات التصميمية تتجاوز المقاومة المحددة، أو إذا لم يتم حساب تأثيرات الإزاحة التصميمية. تختلف متطلبات التسليح العرضي ومقاومة القص حسب نوع العنصر وعمما إذا كان العنصر يخضع تحت الإزاحة التصميمية.

<p style="text-align: center;">CODE الكود</p>	<p style="text-align: center;">COMMENTARY التعليق</p>
<p>18.14.3.2 Where the induced moments and shears do not exceed the design moment and shear strength of the frame member, (a) through (c) shall be satisfied:</p> <p>18.14.3.2 عندما لا تتجاوز العزوم والقص المستحثة عزم التصميم ومقاومة القص لعضو الإطار، (أ) إلى (ج) يجب أن تستوفي:</p> <p>(a) Beams shall satisfy 18.6.3.1. Transverse reinforcement shall be provided throughout the length of the beam at spacing not to exceed $d/2$. Where factored axial force exceeds $A_g f_c'/10$, transverse reinforcement shall be hoops satisfying 18.7.5.2 at spacing so, according to 18.14.3.2 (b).</p> <p>(أ) يجب أن تستوفي الكمرة 18.6.3.1. يجب توفير التسليح العرضي على طول الكمرة عند المسافة بحيث لا تتجاوز $d/2$. عندما تتجاوز القوة المحورية المختبرة $A_g f_c' / 10$، يجب أن تكون التسليح العرضي أطواقاً ترضي 18.7.5.2 عند المسافات كذلك، وفقاً لـ 18.14.3.2 (b).</p> <p>(b) Columns shall satisfy 18.7.4.1, 18.7.5.2, and 18.7.6. The maximum longitudinal spacing of hoops shall be so for the full column length. Spacing so shall not exceed the lesser of six diameters of the smallest longitudinal bar enclosed and 150 mm.</p> <p>(ب) يجب أن تحقق الأعمدة 18.7.4.1 و 18.7.5.2 و 18.7.6. يجب أن يكون الحد الأقصى للمباعدة الطولية للأطواق هو الطول الكامل للعمود. يجب ألا يتجاوز التباعد أقل من ستة أقطار من أصغر شريط طولي مغلق و 150 مم</p> <p>(c) Columns with factored gravity axial forces exceeding $0.35P_o$ shall satisfy 18.14.3.2 (b) and 18.7.5.7. The amount of transverse reinforcement provided shall be one-half of that required by 18.7.5.4 and spacing shall not exceed S_o for the full column length.</p> <p>(ج) يجب أن تلبى الأعمدة ذات القوى المحورية الجاذبية المتحصلة عليها والتي تفوق $0.35 P_o$ 18.14.3.2 (b) و 18.7.5.7. يجب أن تكون كمية التسليح العرضي المقدمة نصف تلك المطلوبة في 18.7.5.4 ويجب ألا تتجاوز المسافة كذلك بالنسبة لطول العمود الكامل.</p> <p>18.14.3.3 Where the induced moments or shears exceed ϕM_n or ϕV_n of the frame member, or if induced moments or shears are not calculated, (a) through (d) shall be satisfied:</p> <p>18.14.3.3 عندما تتجاوز العزوم أو القص المستحثة لا يتم حساب ϕM_n أو ϕV_n لعضو الإطار، أو إذا تم حساب العزو أو القص مستحثة، (أ) من خلال (د):</p> <p>(a) Materials, mechanical splices, and welded splices shall satisfy the requirements for special moment frames in 18.2.5 through 18.2.8.</p> <p>(ب) Beams shall satisfy 18.14.3.2 (a) and 18.6.5.</p> <p>(c) Columns shall satisfy 18.7.4, 18.7.5, and 18.7.6.</p> <p>(d) Joints shall satisfy 18.8.3.1.</p> <p>(أ) يجب أن تلبى المواد والتوصيلات الميكانيكية والملحقات الملحومة متطلبات إطارات العزوم الخاصة في 18.2.5 حتى 18.2.8.</p> <p>(ب) يجب أن تستوفي الكمرة 18.14.3.2 (أ) و 18.6.5.</p> <p>(ج) يجب أن تحقق الأعمدة 18.7.4 و 18.7.5 و 18.7.6.</p> <p>(د) يجب أن تلبى المفاصل 18.8.3.1.</p>	

CODE الكود

18.14.4 Precast beams and columns

18.14.4 الكمرات والأعمدة مسبقة الصب

18.14.4.1 Precast concrete frame members assumed not to contribute to lateral resistance, including their connections, shall satisfy (a) through (d):

18.14.4.1 يفترض أعضاء إطار خرساني مسبق الصنع لا يساهمون في المقاومة الجانبية، بما في ذلك توصيلاتهم، (أ) خلال (د):

- (a) Requirements of 18.14.3
- (b) Ties specified in 18.14.3.2 (b) over the entire column height, including the depth of the beams
- (c) Structural integrity reinforcement, in accordance with 4.10
- (d) Bearing length at the support of a beam shall be at least 50 mm longer than determined from 16.2.6.

18.14.3 متطلبات

- (أ) العلاقات المحددة في البند 18.14.3.2 (ب) على طول عمود كامل، بما في ذلك عمق الكمرة
- (ج) تسليح الاغشية الهيكلية، وفقاً للفقرة 4-10
- (د) يجب أن يكون طول الحامل عند دعم الكمرة 50 مم على الأقل أطول مما هو محدد من 16.2.6.

18.14.5 Slab-column connections

18.14.5 وصلات عمود - بلاطة

18.14.5.1 For slab-column connections of two-way slabs without beams, slab shear reinforcement satisfying the requirements of 8.7.6 or 8.7.7 shall be provided at any slab critical section defined in 22.6.4.1 if $\Delta x/h_{sx} \geq 0.035 - (1/20)(v_{ug}/\phi v_c)$. Required slab shear reinforcement shall provide $v_s \geq 0.29 (f_c')^{0.5}$ at the slab critical section and shall extend at least four times the slab thickness from the face of the support adjacent to the slab critical section. The shear reinforcement requirements of this provision shall not apply if $\Delta x/h_{sx} \leq 0.005$. The value of $(\Delta x/h_{sx})$ shall be taken as the greater of the values of the adjacent stories above and below the slab-column connection. v_c shall be calculated in accordance with 22.6.5. v_{ug} is the factored shear stress on the slab critical section for two-way action due to gravity loads without moment transfer.

18.14.5.1 بالنسبة لوصلات عمود - بلاطة من بلاطة ذات اتجاهين بدون كمرات، يجب توفير تسليح القص الخاص بالبلاطة الذي يفي بمتطلبات 8.7.6 أو 8.7.7 في أي قسم حرج للبلاطة المحدد في 22.6.4.1 إذا كانت $\Delta x/h_{sx} \geq 0.035 - (1/20)(v_{ug}/\phi v_c)$. يجب أن تزود تسليح القص اللازمة المطلوبة بـ $v_s \geq 0.29 (f_c')^{0.5}$ عند المقطع الحرج للبلاطة، ويجب أن تمتد أربعة أضعاف سماكة البلاطة على الأقل من وجه الدعم المجاور لمقطع البلاطة الحرجة. لا تسري متطلبات تسليح القص لهذا الحكم إذا كان $\Delta x/h_{sx} \leq 0.005$. يجب أن تؤخذ قيمة $(\Delta x/h_{sx})$ على أنها أكبر من قيم القص المجاورة أعلى وتحت وصلة عمود - بلاطة. تحسب القيمة المضافة وفقاً لما هو 22.6.5. v_{ug} هو إجهاد القص المحسوب على المقطع الانتقائي الحرج من أجل العمل في اتجاهين بسبب أحمال الجاذبية من دون نقل للعزم.

COMMENTARY التعليق

R18.14.4 Precast beams and columns

R18.14.4 الكمرات والأعمدة مسبقة الصب

R18.14.4.1 Damage to some buildings with precast concrete gravity systems during the 1994 Northridge earthquake was attributed to several factors addressed in this section. Columns should contain ties over their entire height, frame members not proportioned to resist earthquake forces should be tied together, and longer bearing lengths should be used to maintain integrity of the gravity system during ground motion. The 50 mm increase in bearing length is based on an assumed 4 percent story drift ratio and 1.3 m beam depth, and is considered to be conservative for the ground motions expected for structures assigned to SDC D, E, or F. In addition to this provision, precast frame members assumed not to contribute to lateral resistance should also satisfy the requirements for cast-in-place construction addressed in 18.14.3, as applicable.

R18.14.4.1 ونُسبت الأضرار التي لحقت ببعض المباني ذات أنظمة خرسانية رأسية مسبقة الصب خلال زلزال نورثريدج عام 1994 إلى عدة عوامل تناولها هذا القسم. ينبغي أن تحتوي الأعمدة على شدادات على ارتفاعها بالكامل، ويجب أن يكون عناصر الإطار غير متناسبة مع مقاومة قوى الزلازل مرتبطة ببعضها البعض، ويجب استخدام أطوال تحميل كبيرة للحفاظ على سلامة النظام الرأسي أثناء الحركة الأرضية. وتعتمد الزيادة في طول التحميل بمقدار 50 ملم على نسبة إزاحة الطابق المفترضة تبلغ 4٪ و 1.3 متر عمق الكمرة، ويعتبر متحفظاً للحركات الأرضية المتوقعة للمنشآت المخصصة لـ SDC D أو E أو F. بالإضافة إلى هذا الحكم، يجب على عناصر الإطار مسبق الصب التي يفترض عدم المساهمة في المقاومة الجانبية أيضاً تلبية متطلبات البناء المصوب في الموقع في 18.14.3، حسب الاقتضاء.

R18.14.5 Slab-column connections

R18.14.5 وصلات عمود - بلاطة

R18.14.5.1 Provisions for shear reinforcement at slab-column connections are intended to reduce the likelihood of slab punching shear failure if the design story drift ratio exceeds the value specified. No calculation of induced moments is required, based on research (Megally and Ghali 2002; Moehle 1996) that identifies the likelihood of punching shear failure considering the story drift ratio and shear stress due to gravity loads without moment about the slab critical section. Figure R18.14.5.1 illustrates the requirement. The requirement can be satisfied by adding slab shear reinforcement, increasing slab thickness, changing the design to reduce the design story drift ratio, or a combination of these. If column capitals, drop panels, shear caps, or other changes in slab thickness are used, the requirements of 18.14.5 are evaluated at all potential critical sections, as required by 22.6.5.1.

R 18-14-5-1 الغرض من أحكام تسليح القص عند وصلات عمود - بلاطة هو تقليل احتمال حدوث انهيار القص الثاني للبلاطة في حالة إذا تجاوزت نسبة الإزاحة التصميمية للطابق القيمة المحددة. لا يتطلب حساب العزوم الناتجة، استناداً إلى البحث (Megally و 2002 Ghali و 1996 Moehle أن $v_s \geq 0.29 (f_c')^{0.5}$ عند المقطع الحرج للبلاطة، ويجب أن تمتد أربعة أضعاف سماكة البلاطة على الأقل من وجه الدعم المجاور لمقطع البلاطة الحرجة. لا تسري متطلبات تسليح القص لهذا الحكم إذا كان $\Delta x/h_{sx} \leq 0.005$. يجب أن تؤخذ قيمة $(\Delta x/h_{sx})$ على أنها أكبر من قيم القص المجاورة أعلى وتحت وصلة عمود - بلاطة. تحسب القيمة المضافة وفقاً لما هو 22.6.5. v_{ug} هو إجهاد القص المحسوب على المقطع الانتقائي الحرج من أجل العمل في اتجاهين بسبب أحمال الجاذبية من دون نقل للعزم.

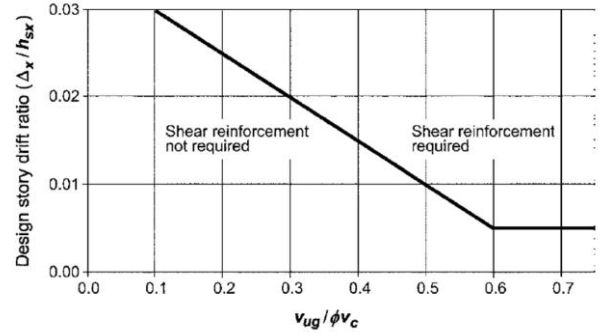


Fig. R18.14.5.1—Illustration of the criterion of 18.14.5.1.

18.14.6 Wall piers

18.14.6 ركائز الجدران

18.14.6.1 Wall piers not designated as part of the seismic-force-resisting system shall satisfy the requirements of 18.10.8. Where the general building code includes provisions to account for overstrength of the seismic-force-resisting system, it shall be permitted to calculate the design shear force as Ω_o times the shear induced under design displacements, Δ_u .

18.14.6.1 يجب أن تستوفي ركائز الجدران غير المصممة كجزء من نظام مقاومة الزلازل متطلبات 18.10.8. حيث يشتمل قانون البناء العام على أحكام لحساب الاجهاد العالي في نظام مقاومة القوى الزلزالية، يجب أن يسمح بحساب قوة القص التصميمية كـ Ω_o مرات التي يحدث فيها القص تحت الازاحة التصميمية، Δ_u .

CHAPTER 19—CONCRETE: DESIGN AND DURABILITY REQUIREMENTS

الفصل 19 - الخرسانة: متطلبات التصميم والمتانة

—19.1 Scope

19.1 المجال

19.1.1 This chapter shall apply to concrete, including:

- (a) Properties to be used for design
- (b) Durability requirements

19.1.1 ينطبق هذا الفصل على الخرسانة ، بما في ذلك:
(أ) خصائص لاستخدامها في التصميم
(ب) متطلبات المتانة

19.1.2 This chapter shall apply to durability requirements for grout used for bonded tendons in accordance with 19.4.

19.1.2 يطبق هذا الفصل على متطلبات التحمل من أجل المتانة المستخدم في كابلات الشد المرتبطة وفقاً لـ 19.4.

R18.14.6 Wall piers

R18.14.6 ركائز الجدران

R18.14.6.1 Section 18.10.8 requires that the design shear force be determined according to 18.7.6.1, which in some cases may result in unrealistically large forces. As an alternative, the design shear force can be determined as the product of an overstrength factor and the shear induced when the wall pier is displaced by Δ_u . The overstrength factor Ω_o included in FEMA P749, ASCE/SEI 7, and the 2012 IBC can be used for this purpose.

18-1-6-1-1 يستدعي القسم 18-10-8 أن يتم تحديد مقاومة القص التصميمية وفقاً لـ 18-7-6-1 ، التي قد تؤدي في بعض الحالات إلى قوى كبيرة غير واقعية. وبكبدل، يمكن تحديد مقاومة القص التصميمية على أنها ناتج معامل زيادة المقاومة والقص الناجم عندما يتم أزاحة ركيزة الجدار بواسطة Δ_u . يمكن استخدام معامل الزيادة في المقاومة المتضمن في FEMA P749 و ASCE / SEI 7 و IBC 2012 لهذا الغرض.

R19—CONCRETE: DESIGN AND DURABILITY REQUIREMENTS

R19 - خرسانة: تصميم و متطلبات المتانة

CODE الكود

19.2 Concrete design properties

19.2 خصائص التصميم الخرسانية

19.2.1 Specified compressive strength

19.2.1 مقاومة الضغط المحددة

19.2.1.1 The value of f_c' shall be specified in construction documents and shall be in accordance with (a) through (c).

- (a) Limits in Table 19.2.1.1
- (b) Durability requirements in Table 19.3.2.1
- (c) Structural strength requirements.

19.2.1.1 يجب تحديد قيمة f_c' في وثائق الإنشاء، ويجب أن تكون وفقاً لـ (أ) إلى (ج).

- (أ) الحدود الواردة في الجدول 19-2-1-1
- (ب) متطلبات المتانة في الجدول 19-3-2-1
- (ج) متطلبات المقاومة الهيكلية.

Application	Concrete	Minimum	Maximum
		f_c' , MPa	f_c' , MPa
General	Normalweight and lightweight	17	None
Special moment frames and special structural walls	Normalweight	21	None
	Lightweight	21	35[1]

[1] The limit is permitted to be exceeded where demonstrated by experimental evidence that members made with lightweight concrete provide strength and toughness equal to or exceeding those of comparable members made with normalweight concrete of the same strength.

[1] يُسمح بتجاوز الحد عند إثباته من خلال أدلة تجريبية على أن الأعضاء المصنوعين من خرسانة خفيفة الوزن يوفر قوة وصلابة مساوية أو متصاعدة للأعضاء المماثلين المصنوعين من الخرسانة ذات الوزن الطبيعي بنفس القوة.

19.2.1.2 The specified compressive strength shall be used for proportioning of concrete mixtures in 66.4.3 and for testing and acceptance of concrete in 26.12.3.

19.2.1.2 يجب استخدام مقاومة الانضغاط المحددة لنسب الخلطة الخرسانية في 66.4.3 وللاختبار وقبول الخرسانة في 26.12.3.

19.2.1.3 Unless otherwise specified, f_c' shall be based on 28-day tests. If other than 28 days, test age for f_c' shall be indicated in the construction documents.

19.2.1.3 ما لم ينص على خلاف ذلك، يجب أن تستند F_c على اختبارات 28 يوماً. في حالة عدم وجود 28 يوماً، يجب الإشارة إلى عمر الاختبار الخاص بـ f_c' في وثائق الإنشاء.

COMMENTARY التعليق

R19.2—Concrete design properties

R19.2 - خصائص التصميم الخرساني

R19.2.1 Specified compressive strength—Requirements for concrete mixtures are based on the philosophy that concrete should provide both adequate strength and durability. The Code defines a minimum value of f_c' for structural concrete. There is no limit on the maximum value of f_c' except as required by specific Code provisions. Concrete mixtures proportioned in accordance with 66.4.3 should achieve an average compressive strength that exceeds the value of f_c' used in the structural design calculations. The amount by which the average strength of concrete exceeds f_c' is based on statistical concepts. When concrete is designed to achieve a strength level greater than f_c' , it ensures that the concrete strength tests will have a high probability of meeting the strength acceptance criteria in 26.12.3. The durability requirements prescribed in Table 19.3.2.1 are to be satisfied in addition to meeting the minimum f_c' of 19.2.1. Under some circumstances, durability requirements may dictate a higher f_c' than that required for structural purposes. For design of special moment frames and special structural walls used to resist earthquake forces, the Code limits the maximum f_c' of lightweight concrete to 35 MPa. This limit is imposed primarily because of a paucity of experimental and field data on the behavior of members made with lightweight concrete subjected to displacement reversals in the nonlinear range. The Code also limits f_c' for design of anchors to concrete. The requirements are in 17.2.7.

R19.2.1 مقاومة الضغط المحددة - تعتمد متطلبات الخلطات الخرسانية على الفلسفة بأنه يجب أن يوفر الخرسانة المقاومة والمتانة الكافيتين. يحدد الكود الحد الأدنى لقيمة f_c' للخرسانة الإنشائية. لا يوجد حد أقصى للقيمة f_c' باستثناء ما تقتضيه أحكام الكود المحددة. يجب أن تحقق الخلطات الخرسانية المتناسبة مع 66.4.3 مقاومة ضغط متوسطة تتجاوز قيمة f_c' المستخدمة في حسابات التصميم الإنشائي. يعتمد المقدار الذي يتم من خلاله متوسط مقاومة الخرسانة على f_c' على المفاهيم الإحصائية. عندما تكون الخرسانة مصممة لتحقيق مستوى مقاومة أكبر من f_c' ، فإنها تضمن أن اختبارات مقاومة الخرسانة سيكون لها احتمالية كبيرة لتلبية معايير قبول المقاومة في 26.12.3. يجب تلبية متطلبات المتانة المنصوص عليها في الجدول 19.3.2.1 بالإضافة إلى الاستيفاء بالحد الأدنى للقيمة 19.2.1 f_c' في بعض الحالات، قد تفرض متطلبات المتانة f_c' أعلى من تلك المطلوبة للأغراض الإنشائية. لتصميم إطارات العزوم الخاصة وجدران القص الخاصة المستخدمة لمقاومة قوى الزلازل، يحدد القانون الحد الأقصى لتركيزات الخرسانة خفيفة الوزن إلى 35 MPa. يتم فرض هذا الحد في المقام الأول بسبب ندرة البيانات التجريبية والميدانية على سلوك العناصر المصنوعة من الخرسانة خفيفة الوزن الخاضعة لعكس الإزاحة في المدى اللاخطي. يحدد الكود أيضاً f_c' لتصميم المسامير في الخرسانة. المتطلبات في 17.2.7.

CODE الكود

19.2.2 Modulus of elasticity

19.2.2 معامل المرونة

19.2.2.1 Modulus of elasticity, E_c , for concrete shall be permitted to be calculated as (a) or (b):

19.2.2.1 يسمح باستخدام معامل المرونة، E_c ، للخرسانة على النحو التالي (أ) أو (ب):

- (a) For values of w_c between 1440 and 6567 kg/m³
 $E_c = w_{c1.5} 0.043 (f_c')^{0.5}$ (in MPa) (19.2.2.1.a)
- (b) For normal weight concrete
 $E_c = 4000 (f_c')^{0.5}$ (in MPa) (19.2.2.1.b)

19.2.3 Modulus of rupture

19.2.3 معامل التمزق

19.2.3.1 Modulus of rupture, f_r , for concrete shall be calculated by:

19.2.3.1 يتم حساب معامل التمزق ، f_r ، للخرسانة بواسطة:

$$f_r = 0.62 \lambda \sqrt{f_c'}$$

where the value of A is in accordance with 19.2.4.

حيث تكون قيمة A وفقاً لـ 19.2.4.

19.2.4 Lightweight concrete

19.2.4 خرسانة خفيفة الوزن

19.2.4.1 To account for the properties of lightweight concrete, a modification factor A is used as a multiplier of f_c' in all applicable provisions of this Code.

19.2.4.1 لحساب خصائص الخرسانة خفيفة الوزن، يتم استخدام عامل التعديل A كمضاعف للقيمة ' f_c' ' في جميع الأحكام المعمول بها في هذا القانون.

19.2.4.2 The value of A shall be based on the composition of the aggregate in the concrete mixture in accordance with Table 19.6.4.6 or as permitted in 19.6.4.3.

19.2.4.2 تعتمد قيمة A على تركيبة الركام في خليط الخرسانة طبقاً للجدول 19.6.4.6 أو على النحو المسموح به في 19.6.4.3.

COMMENTARY التعليق

R19.2.2 Modulus of elasticity

R19.2.2 معامل المرونة

R19.2.2.1 Studies leading to the expression for modulus of elasticity of concrete are summarized in Pauw 019674, where E_c is defined as the slope of the line drawn from a stress of zero to a compressive stress of $0.45f_c'$. The modulus of elasticity for concrete is sensitive to the modulus of elasticity of aggregate and mixture proportions of the concrete. Measured elastic modulus values can range from 87 to 167 percent of calculated values. A/T5 C4695 provides a test method for determining the modulus of elasticity for concrete in compression.

28-1-2-1 تلخص الدراسات المؤدية إلى تعبير معامل المرونة للخرسانة في Pauw 019674 ، حيث تُعرّف E_c بأنها الميل للخط المرسوم من الأجهاد 0 إلى أجهاد ضغط قدره $0.45f_c'$. إن معامل المرونة للخرسانة حساس لمعامل المرونة للركام ونسب الخلطة للخرسانة. يمكن أن تتراوح قيم معامل المرونة من 87 إلى 167 في المائة من القيم المحسوبة. يوفر A / T5 C4695 طريقة اختبار لتحديد معامل المرونة للخرسانة في ضغط.

R19.2.4 Lightweight concrete-The modification factor A is used to account for the lower tensile-to-compressive strength ratio of lightweight concrete compared with normal-weight concrete. For design using lightweight concrete, shear strength, friction properties, splitting resistance, bond between concrete and reinforcement, and development length requirements are not taken as equivalent to normal-weight concrete of the same compressive strength. Typically, the designer will not know the blends of aggregate necessary to achieve the target design strength and density required for a project. In most cases, local concrete and aggregate suppliers have standard lightweight concrete mixtures and can provide the volumetric fractions of light-weight and normalweight aggregates necessary to achieve the target values. These volumetric fractions can be used to determine the value of λ , or in the absence of such data, it is permissible to use the lower-bound value of λ for the type of lightweight concrete specified. Two alternative procedures are provided to determine λ . The first alternative is based on the assumption that, for equivalent compressive strength levels, the tensile strength of lightweight concrete is a fixed fraction of the tensile strength of normalweight concrete (Ivey and Buth 1967). The multipliers used for λ are based on data from tests on concrete made with many types of structural lightweight aggregate.

CODE الكود

Table 19.2.4.2—Modification factor A

الجدول 19.2.4.2 - معامل التخفيض A

Concrete	Composition of aggregates	A
All-lightweight	Fine: A/T5 C3375 Coarse: A/T5 C3375	0.75
Lightweight, fine blend	Fine: Combination of ASTM C3375 and C335	0.75 to 0.85[1]
Sand-lightweight	Fine: ASTM C33M Coarse: A/T5 C3375	0.85
Sand-lightweight, coarse blend	Fine: ASTM C33M Coarse: Combination of ASTM C3375 and C335	0.85 to 1[6]
Normalweight	Fine: ASTM C33M Coarse: ASTM C33M	1

[1] Linear interpolation from 0.75 to 0.85 is permitted based on the absolute volume of normalweight fine aggregate as a fraction of the total absolute volume of fine aggregate.

[6] Linear interpolation from 0.85 to 1 is permitted based on the absolute volume of normalweight coarse aggregate as a fraction of the total absolute volume of coarse aggregate.

[1] يُسمح المتوسط الخطي من 0.75 إلى 0.85 استناداً إلى الحجم المطلق للركام الخفيف الطبيعي للوزن كجسم من الحجم الكلي المطلق للركام الناعم. [6] يُسمح المتوسط الخطي من 0.85 إلى 1 استناداً إلى الحجم المطلق للركام الخشن العادي للوزن باعتباره جزءاً من الحجم الكلي المطلق للركام الخشن.

19.2.4.3 If the measured average splitting tensile strength of lightweight concrete, f_{ct} , is used to calculate A, laboratory tests shall be conducted in accordance with A/T5 C3375 to establish the value of f_{ct} and the corresponding value of f_{cm} and A shall be calculated by:

$$\lambda = \frac{f_{ct}}{0.56\sqrt{f_{cm}}} \leq 1.0 \quad (19.2.4.3)$$

19.2.4.3 إذا تم استخدام متوسط الشد المقاس للخرسانة خفيفة الوزن، f_{ct} ، لحساب A، يجب إجراء اختبارات معملية وفقاً لـ A/T5 C3375 لتحديد قيمة f_{ct} والقيمة المقابلة لـ f_{cm} و A يجب حسابها بواسطة المعادلة السابقة:

The concrete mixture tested in order to calculate A shall be representative of that to be used in the Work.

يجب أن يكون خليط الخرسانة الذي تم اختبارها من أجل حساب A ممثلاً للاستخدام المراد استخدامه في العمل.

COMMENTARY التعليق

19.2.4.3 خرسانة خفيفة - يستخدم معامل التعديل A لحساب نسبة المقاومة المنخفضة للشد إلى الضغط من الخرسانة الخفيفة بالمقارنة مع الخرسانة الطبيعية. بالنسبة للتصميم باستخدام خرسانة خفيفة الوزن، فإن مقاومة القص، وخصائص الاحتكاك، ومقاومة التشرخ، والترابط بين الخرسانة وحديد التسليح، ومتطلبات طول التثبيت لا تؤخذ على أنها مكافئة للخرسانة ذات الوزن الطبيعي بنفس مقاومة الضغط. عادة، لن يعرف المصمم خليط الركام اللازمة لتحقيق المقاومة التصميمية المستهدفة والكثافة المطلوبة للمشروع. في معظم الحالات، يحتوي موزن الخرسانة والركام المحلية على خلطات خرسانية خفيفة الوزن قياسية ويمكنهم توفير الأجزاء الحجمية من مواد الركام خفيف الوزن والوزن الطبيعي اللازمة لتحقيق القيم المستهدفة. يمكن استخدام هذه الأجزاء الحجمية لتحديد قيمة λ ، أو في حالة عدم وجود مثل هذه البيانات، فإنه يسمح استخدام قيمة الحد الأدنى من λ لنوع الخرسانة خفيفة الوزن المحددة. يتم توفير اثنين من الإجراءات البديلة لتحديد λ . يعتمد البديل الأول على افتراض أنه بالنسبة لمستويات مقاومة الضغط المكافئة، فإن مقاومة الشد للخرسانة خفيفة الوزن هي جزء ثابت من مقاومة الشد للخرسانة ذات الوزن الطبيعي (Ivey and Buth (1967). تعتمد المضاعفات المستخدمة لـ λ على بيانات من الاختبارات على الخرسانة المصنوعة من العديد من أنواع الركام الخفيف الانشائي.

The second alternative procedure to determine λ is based on laboratory tests of lightweight concrete with aggregate source and compressive strength representative of that to be used in the Work. The laboratory tests performed in accordance with A/T5 C3375 provide a measured average splitting tensile strength f_{ct} and a measured average compressive strength f_{cm} for the lightweight concrete. The value of λ is determined using E, (19.2.4.3), which is based on the assumption that the average splitting tensile strength of normalweight concrete is equal to 0.56 (f_{cm}) 0.5 (Ivey and Buth 1967; Hanson 1961).

يعتمد الإجراء البديل الثاني لتحديد λ على الاختبارات المعملية للخرسانة خفيفة الوزن مع مصدر الركام وممثل مقاومة الضغط لاستخدامها في العمل. توفر الاختبارات المعملية التي تم إجراؤها وفقاً لـ A/T5 C3375 قياساً متوسطاً لمقاومة الشد التشققي المقاسة f_{ct} ومتوسط قياس مقاومة الضغط f_{cm} للخرسانة خفيفة الوزن. يتم تحديد قيمة λ باستخدام E، (19.2.4.3)، والذي يعتمد على افتراض أن متوسط مقاومة الشد للخرسانة ذات الوزن العادي يساوي 0.56 (f_{cm}) 0.5 (Ivey and Buth 1967; Hanson 1961).

CODE الكود

19.3—Concrete durability requirements

19.3 - متطلبات متانة الخرسانة

19.3.1 Exposure categories and classes

19.3.1 فئات وتصنيفات التعرض

19.3.1.1 The licensed design professional shall assign exposure classes in accordance with the severity of the anticipated exposure of members for each exposure category in Table 19.3.1.1.

19.3.1.1 على فني التصميم المرخص تعيين فئات التعرض وفقاً لشدة التعرض المضاد للأعضاء لكل فئة من فئات التعرض في الجدول 19.3.1.1.

Table 19.3.1.1—Exposure categories and classes

جدول 19-3-1-1 - فئات وتصنيفات التعرض

Category	Class	Condition
Freezing and thawing (F)	F0	Concrete not exposed to freezing-and-thawing cycles
	F1	Concrete exposed to freezing-and-thawing cycles with limited exposure to water
	F2	Concrete exposed to freezing-and-thawing cycles with frequent exposure to water
	F3	Concrete exposed to freezing-and-thawing cycles with frequent exposure to water and exposure to deicing chemicals
Sulfate (S)		Water-soluble sulfate (SO_4^{2-}) in soil, percent by mass ^[1]
	S0	$\text{SO}_4^{2-} < 0.10$
	S1	$0.10 \leq \text{SO}_4^{2-} < 0.20$
	S2	$0.20 \leq \text{SO}_4^{2-} \leq 2.00$
	S3	$\text{SO}_4^{2-} > 2.00$
In contact with water (W)	W0	Concrete dry in service Concrete in contact with water and low permeability is not required
	W1	Concrete in contact with water and low permeability is required
Corrosion protection of reinforcement (C)	C0	Concrete dry or protected from moisture
	C1	Concrete exposed to moisture but not to an external source of chlorides
	C2	Concrete exposed to moisture and an external source of chlorides from deicing chemicals, salt, brackish water, seawater, or spray from these sources

[1]Percent sulfate by mass in soil shall be determined by ASTM C1580.

[2]Concentration of dissolved sulfates in water, in ppm, shall be determined by ASTM D516 or ASTM D4130.

[1]نسبة مئوية من الكبريتات بالكتلة في التربة يتم تحديدها من قبل ASTM C 1580.

[2]يتم تحديد تركيز الكبريتات الذائبة في الماء ، في جزء المليون ، بواسطة ASTM D516 أو ASTM D4130.

COMMENTARY التعليق

R19.3—Concrete durability requirements

Durability of concrete is impacted by the resistance of the concrete to fluid penetration. This is primarily affected by w/cm and the composition of cementitious materials used in concrete. For a given w/cm, the use of fly ash, slag cement, silica fume, or a combination of these materials will typically increase the resistance of concrete to fluid penetration and thus improve concrete durability. The Code places emphasis on w/cm for achieving low permeability to meet durability requirements. A/T5 C1676 can be used to provide an indication of concrete's resistance to fluid penetration. Because it is difficult to verify accurately the w/cm of concrete, the selected value of f_c' should be consistent with the maximum w/cm required for durability. Selection of an f_c' that is consistent with the maximum permitted w/cm required for durability will permit results of strength tests to be used as a surrogate for w/cm, and thus help ensure that the maximum w/cm is not exceeded in the field. As stated in the footnote to Table 19.3.2.1, maximum w/cm limits are not specified for lightweight concrete because the amount of mixing water that is absorbed by the lightweight aggregates makes calculation of w/cm uncertain. Therefore, the requirement for a minimum f_c' is used to ensure a high-quality cement paste. Exposure categories defined in Table 19.3.1.1 are subdivided into exposure classes depending on the severity of the exposure. Associated requirements for concrete relative to the exposure classes are provided in 19.3.2. The Code does not include provisions for especially severe exposures, such as acids or high temperatures.

R19.3 - متطلبات متانة الخرسانة

تتأثر متانة الخرسانة بمقاومة الخرسانة لاختراق السوائل. ويتأثر هذا في المقام الأول من w/cm وتكوين المواد الأسمنتية المستخدمة في الخرسانة بالنسبة w/cm ، فإن استخدام الرمال المتطاير ، أو الأسمنت الخبث ، أو سائل السيليكا ، أو مزيج من هذه المواد سيزيد عادة من مقاومة الخرسانة إلى اختراق السوائل ، وبالتالي تحسين متانة الخرسانة. تأكد مواقع الكود على w/cm لتحقيق نفاذية منخفضة لتلبية متطلبات المتانة. يمكن استخدام A / T5 C1676 لتوفير مؤشرات لمقاومة الخرسانة لاختراق السوائل. ولأنه من الصعب التحقق بدقة من w/cm للخرسانة، فإن القيمة المحددة لـ f_c' يجب أن تكون متوافقة مع الحد الأقصى w/cm المطلوب لتحقيق المتانة. إن اختيار f_c' المناسبة مع الحد الأقصى المسموح به w / cm المطلوب للمتانة سيسمح باستخدام نتائج اختبارات المقاومة كبديل لـ w / cm ، وبالتالي يساعد على ضمان عدم تجاوز الحد الأقصى w / cm في الحقل. كما هو مذكور في الحاشية إلى الجدول 19.3.2.1، لا يتم تحديد حدود w/cm القصوى للخرسانة خفيفة الوزن لأن كمية مياه الخلط التي تمتصها الركام خفيفة الوزن تجعل حساب w / cm غير مؤكد. لذلك، يتم استخدام شرط الحد الأدنى من f_c' لضمان عينة أسمنتية عالية الجودة. يتم تقسيم فئات التعرض المحددة في الجدول 19.3.1.1 إلى فئات التعرض بالاعتماد على شدة التعرض. يتم توفير المتطلبات المرتبطة بالخرسانة بالنسبة لفئات التعرض في 19.3.2. لا يشمل الكود على أحكام خاصة بالتعرض الشديد، مثل الأحماض أو درجات الحرارة المرتفعة.

R19.3.1 Exposure categories and classes

The Code addresses four exposure categories that affect the requirements for concrete to ensure adequate durability:

Exposure Category F applies to exterior concrete that is exposed to moisture and cycles of freezing and thawing, with or without deicing chemicals.

Exposure Category S applies to concrete in contact with soil or water containing deleterious amounts of water-soluble sulfate ions.

Exposure Category W applies to concrete in contact with water but not exposed to freezing and thawing, chlorides, or sulfates.

Exposure Category C applies to nonprestressed and prestressed concrete exposed to conditions that require additional protection against corrosion of reinforcement. severity of exposure within each category is defined by classes with increasing numerical values representing increasingly severe exposure conditions. A classification of 0 is assigned if the exposure severity has negligible effect (is benign) or the exposure category does not apply to the member.

Exposure Category F: Whether concrete is damaged by cycles of freezing and thawing depends on the amount of water in the pores of the concrete at the time of freezing (Powers 1975). The amount of water present may be described in terms of the degree of saturation of the concrete. If the degree of saturation is high enough, there will be sufficient water in the concrete pores to produce internal tensile stresses large enough to cause cracking when the water freezes and expands. The entire member need not be saturated to be susceptible to damage. For example, if the top 10 mm of a slab or outer 6 mm of a wall is saturated, those portions are vulnerable to damage from freezing and thawing, regardless of how dry the interior may be.

R19.3.1 تصنيفات وفئات التعرض

يصنف الكود أربعة فئات تعرض تؤثر على متطلبات الخرسانة لضمان المتانة الكافية:

تطبق فئة التعرض **F** على الخرسانة الملامسة للرطوبة ودورات التجميد والذوبان، مع أو بدون مواد كيميائية لإزالة التجمد.

تطبق فئة التعرض **S** على الخرسانة الملامسة للتربة أو المياه التي تحتوي على كميات ضارة من أيونات سلفات قابلة للذوبان في الماء.

تطبق فئة التعرض **W** على الخرسانة الملامسة للماء ولكنها لا تتعرض للتجمد أو الذوبان أو الكلوريدات أو الكبريتات.

تطبق فئة التعرض **C** على الخرسانة الغير مسبقة الأجهاد ومسبقة الأجهاد المعرضة للظروف التي تتطلب حماية إضافية من أكسدة حديد التسليح. يتم تعريف التعرض الشديد داخل كل فئة من خلال فئات ذات قيم عددية متزايدة تمثل حالات التعرض الشديدة بشكل متزايد. يتم تعيين تصنيف 0 إذا كانت شدة التعرض لها تأثير ضئيل (ميدني) أو لا تنطبق فئة التعرض على العنصر.

فئة التعرض F: إذا كانت الخرسانة قد تعرضت للانهيار بسبب دورات التجميد والذوبان تعتمد على كمية المياه في مسام الخرسانة في وقت التجميد (القوى 1975). يمكن وصف كمية الماء الموجودة من حيث درجة تشبع الخرسانة. إذا كانت درجة التشبع عالية بما فيه الكفاية، سيكون هناك مياه كافية في المسامات الخرسانية لإنتاج أجهادات شد داخلية كبيرة كافية لتسبب التشقق عن تجمد وتمدد المياه. العنصر بأكمله لا يحتاج أن يكون مشبع ليكون عرضة للتلف. على سبيل المثال، إذا كان أعلى 10 مم من البلاطة أو 6 مم من الجدار الخارجي مشبعة، فإن هذه الأجزاء معرضة للضرر الناتج عن التجميد والذوبان، بغض النظر عن مدى جفاف المنطقة الداخلية.

CODE
الكود

COMMENTARY
التعليق

For any portion of a member to be resistant to freezing and thawing, that portion of the concrete needs to have sufficient entrained air and adequate strength. Adequate strength is obtained by requiring a low w/cm, which also reduces the pore volume and increases resistance to water penetration. Entrained air makes it more difficult for the concrete to become saturated and allows for expansion of the water when it freezes.

لأي جزء من أي عنصر يكون مقاومًا للتجميد والذوبان، يحتاج ذلك الجزء من الخرسانة إلى أفراغ الهواء الكافي والمقاومة الكافية. يتم الحصول على مقاومة كافية من خلال طلب انخفاض w/cm ، مما يقلل أيضًا من حجم المسام ويزيد من مقاومة اختراق المياه. يجعل الهواء المفرغ من الصعب أكثر على الخرسانة أن تصبح مشبعة ويسمح لتوسيع الماء عندما يتجمد.

Exposure class varies with degree of exposure to water, as this will influence the likelihood that any portion of the concrete will be saturated when exposed to cyclic freezing and thawing. Conditions that increase the potential for saturation include longer-duration or more-frequent contact with water without intervening drainage or drying periods. The likelihood that concrete in a member will be saturated depends on project location, member location and orientation in the structure, and climate. Records of performance of similar members in existing structures in the same general location can also provide guidance in assigning exposure classes.

تختلف درجة التعرض مع درجة التعرض للماء، لأن ذلك سيؤثر على احتمال تشبع أي جزء من الخرسانة عند تعرضه للتجميد الدوري والذوبان. وتشمل الشروط التي تزيد من احتمالية حدوث التشبع الأطول مدة أو الأكثر تلامس تكرارًا بالماء دون تدخل في فترات الصرف أو التجفيف. يعتمد احتمال تشبع الخرسانة في عنصر ما على موقع المشروع ومكان العناصر والتوجه في المنشأ والمناخ. يمكن أن توفر سجلات أداء عناصر مشابهة في المنشآت الموجودة في نفس الموقع العام أيضًا إرشادات في تعيين فئات التعرض.

Exposure Category F is subdivided into four exposure classes:

- (a) Exposure Class F0 is assigned to concrete that will not be exposed to cycles of freezing and thawing.
- (b) *Exposure Class F1 is assigned to concrete that will be exposed to cycles of freezing and thawing and that will have limited exposure to water. Limited exposure to water implies some contact with water and water absorption; however, it is not anticipated that the concrete will absorb sufficient water to become saturated. The licensed design professional should review the exposure conditions carefully to support the decision that the concrete is not anticipated to become saturated before freezing. Even though concrete in this exposure class is not expected to become saturated, a minimum entrained air content of 3.5 to 6 percent is required to reduce the potential for damage in case portions of the concrete member become saturated.*
- (c) *Exposure Class F2 is assigned to concrete that will be exposed to cycles of freezing and thawing and that will have frequent exposure to water. Frequent exposure to water implies that some portions of the concrete will absorb sufficient water such that over time they will have the potential to be saturated before freezing. If there is doubt about whether to assign Exposure Classes F1 or F2 to a member, the more conservative choice, F2, should be selected. Exposure Classes F1 and F2 are conditions where exposure to deicing chemicals is not anticipated.*
- (d) *Exposure Class F3 is assigned to concrete that will be exposed to cycles of freezing and thawing with the same degree of exposure to water as Exposure Class F2. Additionally, concrete in Exposure Class F3 is anticipated to be exposed to deicing chemicals. Deicing chemicals can increase water absorption and retention (Spragg et al. 2011), which would enable the concrete to become saturated more readily.*

Table R19.3.1 provides examples of concrete members for each of these exposure classes.

تتقسم فئة التعرض F إلى أربع فئات للتعرض:

(أ) يتم تعيين درجة التعرض F0 للخرسانة التي لن تتعرض لدورات التجميد والذوبان.

(ب) يتم تعيين درجة التعرض F1 للخرسانة التي ستتعرض لدورات التجميد والذوبان والتي سيكون لها التعرض المحدود للمياه. ينطوي التعرض المحدود للمياه على بعض التلامس مع الماء وامتصاص الماء؛ ومع ذلك، ليس من المتوقع أن تمتص الخرسانة ما يكفي من الماء لتصبح مشبعة. يجب على محترف التصميم المرخص مراجعة شروط التعرض بعناية لدعم القرار بعدم توقع أن تصبح الخرسانة مشبعة قبل التجميد. على الرغم من أنه من غير المتوقع أن تصبح الخرسانة في فئة التعرض هذه مشبعة، فإن الحد الأدنى من محتوى الهواء الداخلي بنسبة 3.5 إلى 6٪ مطلوب لتقليل احتمالية حدوث تلف في حالة تشبع أجزاء عنصر الخرسانة.

(ج) يتم تعيين درجة التعرض F2 للخرسانة التي ستتعرض لدورات التجميد والذوبان والتي سيكون لها التعرض المتكرر للماء. يشير التعرض المتكرر للماء إلى أن بعض أجزاء الخرسانة سوف تمتص الماء الكافي بحيث أنه مع مرور الوقت سيكون لديها القدرة على التشبع قبل التجميد. إذا كان هناك شك حول ما إذا كان سيتم تعيين فئات Exposure F1 أو F2 إلى عنصر، فيجب تحديد الخيار الأكثر تحفظاً F2. إن فئتي التعرض F1 و F2 هي الحالات التي لا يتوقع فيها التعرض لمواد إزالة التجمد الكيميائي.

(د) يتم تعيين درجة التعرض F3 للخرسانة التي ستتعرض لدورات التجميد والذوبان بنفس درجة التعرض للماء مثل Exposure Class F2. بالإضافة إلى ذلك، من المتوقع الحصول على الخرسانة في فئة التعرض F3 التعرض للمواد الكيميائية لإزالة التجمد. يمكن للمواد الكيميائية المزيل للذوبان زيادة امتصاص الماء والاحتفاظ به (Spragg et al. 2011)، مما يمكن الخرسانة من أن تصبح مشبعة أكثر بسهولة.

Table R19.3.1—Examples of structural members in Exposure Category F

جدول R19.3.1 أمثلة للعناصر الإنشائية في فئة التعرض F

Exposure class	Examples
F0	<ul style="list-style-type: none"> Members in climates where freezing temperatures will not be encountered Members that are inside structures and will not be exposed to freezing Foundations not exposed to freezing Members that are buried in soil below the frost line
F1	<ul style="list-style-type: none"> Members that will not be subject to snow and ice accumulation, such as exterior walls, beams, girders, and slabs not in direct contact with soil Foundation walls may be in this class depending upon their likelihood of being saturated
F2	<ul style="list-style-type: none"> Members that will be subject to snow and ice accumulation, such as exterior elevated slabs Foundation or basement walls extending above grade that have snow and ice buildup against them Horizontal and vertical members in contact with soil
F3	<ul style="list-style-type: none"> Members exposed to deicing chemicals, such as horizontal members in parking structures Foundation or basement walls extending above grade that can experience accumulation of snow and ice with deicing chemicals

Exposure Category S is subdivided into four exposure classes:

- (a) Exposure Class S0 is assigned for conditions where the water-soluble sulfate concentration in contact with concrete is low and injurious sulfate attack is not a concern.
- (b) Exposure Classes S1, S2, and S3 are assigned for structural concrete members in direct contact with soluble sulfates in soil or water. The severity of exposure increases from Exposure Class S1 to S3 based on the more critical value of measured water-soluble sulfate concentration in soil or the concentration of dissolved sulfate in water.

Seawater exposure is classified as Exposure Class S1.

تنقسم فئة التعرض S إلى أربعة فئات للتعرض:

(أ) يتم تعيين فئة التعرض S0 للظروف التي يكون فيها تركيز كبريتات الذوبان في الماء الملامس للخرسانة منخفضاً ولا يشكل هجوم الكبريتات الضارة مصدر قلق.

(ب) يتم تعيين فئات التعرض S1 و S2 و S3 لعناصر الخرسانة الإنشائية على اتصال مباشر مع الكبريتات القابلة للذوبان في التربة أو الماء. تزداد شدة التعرض من فئة التعرض من S1 إلى S3 بناءً على القيمة الأكثر أهمية لتركيز كبريتات قابلة للذوبان في الماء مقاسة في التربة أو تركيز كبريتات مذابة في الماء. يصنف التعرض لمياه البحر على أنه فئة التعرض S1.

CODE
الكود

COMMENTARY
التعليق

Exposure Category W is subdivided into two exposure classes:
(a) Members are assigned to Exposure Class W0 if they are dry in service or in contact with water, but there are no specific requirements for low permeability.
(b) Members are assigned to Exposure Class W1 if there is need for concrete with low permeability to water and the penetration of water into concrete might reduce the durability of the member. An example is a foundation wall below the water table.

تنقسم فئة التعرض W إلى فئتين من التعرض:
(أ) يتم تعيين العناصر إلى فئة التعرض W0 إذا كانت جافة في الخدمة أو في تلامس مع الماء ، ولكن لا توجد متطلبات محددة لنفاذ منخفضة.
(ب) يتم تعيين العناصر إلى فئة التعرض W1 إذا كانت هناك حاجة للخرسانة ذات نفاذية منخفضة للماء وقد يؤدي اختراق المياه إلى الخرسانة إلى تقليل متانة العنصر. مثال على ذلك أساس لجدار أسفل منسوب المياه الجوفية.

Exposure Category C is subdivided into three exposure classes:

(a) Exposure Class C0 is assigned if exposure conditions do not require additional protection against the initiation of corrosion of reinforcement.
(b) Exposure Classes C1 and C2 are assigned to nonprestressed and prestressed concrete members, depending on the degree of exposure to external sources of moisture and chlorides in service. Examples of exposures to external sources of chlorides include concrete in direct contact with deicing chemicals, salt, salt water, brackish water, seawater, or spray from these sources.

تنقسم فئة التعرض C إلى ثلاث فئات للتعرض:
(أ) يتم تعيين فئة التعرض C0 إذا كانت ظروف التعرض لا تتطلب حماية إضافية ضد بدء تآكل التسليح.
(ب) يتم تعيين فئات التعرض C1 و C2 إلى العناصر الخرسانية الغير مسبقة الاجهاد ومسبقة الاجهاد وهذا يتوقف على درجة التعرض لمصادر خارجية للرطوبة والكلوريدات في الخدمة. وتشمل الأمثلة على التعرض لمصادر خارجية للكلوريدات يتضمن الخرسانة على اتصال مباشر مع المواد الكيميائية للذوبان والملح والمياه المالحة ومياه البحر أو قطرات من هذه المصادر.

19.3.2 Requirements for concrete mixtures**19.3.2 متطلبات الخلطات الخرسانية**

19.3.2.1 Based on the exposure classes assigned from Table 19.3.1.1, concrete mixtures shall conform to the most restrictive requirements in Table 19.3.2.1.

19.3.2.1 استناداً إلى فئات التعرض المعينة من الجدول 19.3.1.1 ، يجب أن تتوافق الخلطات الخرسانية مع أكثر المتطلبات تقييداً في الجدول 19.3.2.1.

R19.3.2 Requirements for concrete mixtures—Table 19.3.2.1 provides the requirements for concrete on the basis of the assigned exposure classes. The most restrictive requirements are applicable. For example, a member assigned to Exposure Class W1 and Exposure Class S2 would require concrete to comply with a maximum w/cm of 0.45 and a minimum f_c' of 31 MPa because the requirement for Exposure Class S2 is more restrictive than the requirement for Exposure Class W1.

R19.3.2 متطلبات الخلطات الخرسانية – جدول 19.3.2.1 يوفر متطلبات الخرسانة على أساس فئات التعرض المعينة. المتطلبات الأكثر تقييداً قابلة للتطبيق. على سبيل المثال، سيتطلب عنصر تم تعيينه إلى فئة Exposure Class W1 و Exposure Class S2 أن يمثل الخرسانة إلى الحد الأقصى 0.45 w/cm والحد الأدنى $f_c' 31 \text{ MPa}$ لأن متطلبات التعرض للطبقة S2 أكثر تقييداً من المتطلبات لفئة التعرض W1.

Exposure Classes F1, F2, and F3: In addition to complying with a maximum w/cm limit and a minimum f_c' , concrete for members subject to freezing-and-thawing exposures is required to be air entrained in accordance with 19.3.3.1. Members assigned to Exposure Class F3 are additionally required to comply with the limitations on the quantity of pozzolans and slag cement in the composition of the cementitious materials as given in 26.4.2.2(b).

The requirements for plain concrete members in Exposure Class F3 are less restrictive because of the reduced likelihood of problems caused by reinforcement corrosion. The licensed design professional should consider the details of the minimal reinforcement to be included in plain concrete members to ensure that the less restrictive requirements are appropriate for the specific project.

فئات التعرض F1 و F2 و F3: بالإضافة إلى الامتثال للحد الأقصى w/cm والحد الأدنى f_c' ، يلزم وجود الخرسانة للعناصر الخاضعة لتجميد وتذويب الهواء لتكون مفرغة بالهواء وفقاً لـ 19.3.3.1. إن العناصر المخصصة لفئة التعرض F3 المتطلبات الإضافية للامتثال للقيود المفروضة على كميات البوزولان وأسمنت الخبث في تركيبات المواد الاسمنتية أما هو موضح في 26.4.2.2 (b). إن متطلبات العناصر الخرسانية العادية في فئة Exposure Class F3 أقل تقييداً نظراً لتقليل التشبع المحتمل للمشاكل الناجمة عن تآكل التسليح. يجب على محترف التصميم المرخص أن يأخذ بعين الاعتبار تفاصيل الحد الأدنى من التسليح الذي سيتم إدخاله في العناصر الخرسانية العادية لضمان أن تكون المتطلبات الأقل تقييداً مناسبة للمشروع المحدد.

Exposure Classes S1, S2, and S3: Table 19.3.2.1 lists the appropriate types of cement and the maximum w/cm and minimum f_c' for various sulfate exposure conditions. In selecting cement for sulfate resistance, the principal consideration is its tricalcium aluminate (C3A) content.

فئات التعرض S1 و S2 و S3: يسرد الجدول 19.3.2.1 الأنواع المناسبة من الاسمنت والحد الأقصى w/cm والحد الأدنى f_c' لحالات التعرض للكبريتات المختلفة. عند اختيار الاسمنت لمقاومة الكبريتات، فإن الاعتبار الرئيسي هو محتواها من tricalcium aluminate (C3A).

Exposure Class S1: ASTM C150M Type II cement is limited to a maximum C3A content of 8.7 percent and is acceptable for use in Exposure Class S1. Blended cements under ASTM C595M with the MS designation are also appropriate for use. since 2009, ASTM C595M has included requirements for binary (IP and IS) and ternary (IT) blended cements. The appropriate binary and ternary blended cements under ASTM C595M are Types IP, IS, and IT that includes the suffix (MS) as part of their designation, which indicates the cement meets requirements for moderate sulfate resistance. Under ASTM C1157M, the appropriate designation for moderate sulfate exposure is Type MS.

فئة التعرض S1:

يقتصر الاسمنت ASTM C150M من النوع II على الحد الأقصى من المحتوى C3A من 8.7 في المئة ومقبولة للاستخدام في فئة التعرض S1. كما أن الإسمنت المختلط تحت ASTM C595M مع تعيين MS مناسب للاستخدام أيضاً. منذ عام 2009، قامت ASTM C595M بإدخال متطلبات ثنائية (IP و IS) والإسمنت المختلطة (IT). إن الإسمنت المختلط ثنائي وثلاثي الملائم تحت ASTM C595M هي أنواع IP، IS، IT التي تتضمن اللاحقة (MS) كجزء من تعيينها، مما يدل على أن الأسمنت يفي بمتطلبات مقاومة الكبريت المعتدلة. تحت ASTM C1157M، فإن التعيين المناسب للتعرض للكبريت المعتدل هو النوع MS.

Exposure Class S2: ASTM C150M Type V cement is limited to a maximum C3A content of 5.0 percent and is acceptable for use in Exposure Class S2. The appropriate binary and ternary blended cements under ASTM C595M are Types IP, IS, and IT that include the suffix 0H/4 as part of their designation, which indicates the cement conforms to requirements for high sulfate resistance. Under ASTM C1157M, the appropriate designation for severe sulfate exposure is Type HS.

فئة التعرض S2: يقتصر الاسمنت ASTM C150M من النوع V على محتوى C3A بحد أقصى يبلغ 5.0٪ وهو مقبول للاستخدام في Exposure Class S2. إن الإسمنت المختلط ثنائي وثلاثي الملائم تحت ASTM C595M هي أنواع IP، IS، IT التي تتضمن اللاحقة 40 / H كجزء من تصميمها، مما يدل على توافق الأسمنت مع متطلبات مقاومة الكبريت العالية. بموجب ASTM C1157M، يكون التعيين المناسب للتعرض للكبريتات الحادة هو النوع HS.

Exposure Class S3: The Code allows the use of ASTM C150M Type V portland cement plus pozzolan or slag cement based on records of successful service, instead of meeting the testing requirements of 26.4.2.2(c). This alternative is also available for ASTM C595M binary and ternary blended cements with the (HS) suffix in their designation and for ASTM C1157M Type HS cements.

فئة التعرض S3 : يسمح الكود باستخدام اسمنت بورتلاند ASTM C150M من النوع V بالإضافة إلى الأسمنت البوزولاني أو الخبث اعتماداً على سجلات الخدمة الناجحة، بدلاً من تلبية متطلبات اختبار 26.4.2.2 (c). يتوفر هذا البديل أيضاً للإسمنتات الثنائية والممزوجة الثلاثية ASTM C595M مع لاحقة (HS) في تعيينها ولأسمنت ASTM C1157M Type HS.

The use of fly ash (ASTM C618, Class F), natural pozzolans (ASTM C618, Class N), silica fume (ASTM C1240), or slag cement (ASTM C989M) also has been shown to improve the sulfate resistance of concrete (Li and Roy 1986; ACI 233R; ACI 234R). Therefore, a footnote to Table 19.3.2.1 provides a performance option to determine the appropriate combinations of these materials as an alternative to use of the specific cement types listed. ASTM C1012M is permitted to be used to evaluate the sulfate resistance of mixtures using combinations of cementitious materials in accordance with 26.4.2.2(c).

إن استخدام الرماد المتطاير (ASTM C618 ، الفئة F) ، البوزولان الطبيعي (ASTM C618 ، Class N) ، أو غبار السيليكا (ASTM C1240) ، أو الأسمنت الخبث (ASTM C989M) قد ثبت أيضاً أنه يعمل على تحسين مقاومة الكبريت للخرسانة (Li و Roy 1986 ؛ ACI 233R ؛ ACI 234R). ولذلك، تقدم حاشية إلى الجدول 19.3.2.1 خيار أداء لتحديد التركيبات المناسبة لهذه المواد كبديل لاستخدام أنواع الأسمنت المحددة المذكورة. يُسمح باستخدام ASTM C1012M لتقييم مقاومة كبريتات الخلطات باستخدام تركيبات من المواد الإسمنتية وفقاً لـ 26.4.2.2(c).

Some ASTM C595M and ASTM C1157M blended cements can meet the testing requirements of 19.3.4 without addition of pozzolans or slag cement to the blended cement as manufactured. Beginning in 2012, ASTM C595M introduced requirements for Type IL cements that contain between 5 and 15 percent limestone and IT cements that contain up to 15 percent limestone. Current A/T5 C5955 requirements do not permit the moderate (MS) or high (HS) sulfate resistance designations for Type IT cements with more than 5 percent limestone or Type IL cements.

يمكن لبعض الأسمنت المخلوط ASTM C595M و ASTM C1157M تلبية متطلبات الاختبار 19.3.4 بدون إضافة البوزولان أو الأسمنت الخبث إلى الأسمنت المخلوط عند تصنيعها. بدءاً من عام 2012، قدمت ASTM C595M متطلبات أنواع الإسمنت من نوع IL التي تحتوي على 5 إلى 15 بالمائة من الحجر الجيري وأسمنت IT التي تحتوي على ما يصل إلى 15 بالمائة من الحجر الجيري. متطلبات A / T5 C5955 الحالية لا تسمح بالتصنيفات المعتدلة (MS) أو عالية (HS) للكبريتات لمعالجات IT النوعية مع أكثر من 5 في المئة من الحجر الجيري أو الإسمنت IL.

Note that sulfate-resisting cement will not increase resistance of concrete to some chemically aggressive solutions— for example, sulfuric acid. The construction documents should explicitly cover such cases.

لاحظ أن الأسمنت المقاوم للكبريتات لن يزيد من مقاومة الخرسانة لبعض المحاليل العدوانية الكيميائية - على سبيل المثال، حمض الكبريتيك. يجب أن تغطي وثائق البناء بشكل صريح مثل هذه الحالات.

Seawater is listed under Exposure Class S1 (moderate exposure) in Table 19.3.1.1, even though it generally contains more than 1500 ppm S042 Portland cement with higher C3A content improves binding of chlorides present in seawater and the Code permits other types of portland cement with C3A up to 10 percent if the maximum w/cm is limited to 0.40 (see footnote to Table 19.3.2.1.)

يتم سرد مياه البحر تحت فئة التعرض S1 (التعرض المعتدل) في الجدول 19.3.1.1 ، على الرغم من أنه يحتوي بشكل عام على أكثر من 1500 جزء في المليون S042 أسمنت بورتلاند مع محتوى C3A أعلى يحسن ربط الكلوريدات الموجودة في مياه البحر ، ويسمح الكود أنواع أخرى من الاسمنت البورتلاندي مع C3A يصل إلى 10 في المائة إذا كان الحد الأقصى لـ w/cm المحدد بـ 0.40 (انظر الحاشية إلى الجدول 19.3.2.1).

In addition to the proper selection of cementitious materials, other requirements for durable concrete exposed to water-soluble sulfates are essential, such as low w/cm , strength, adequate consolidation, uniformity, adequate cover of reinforcement, and sufficient moist curing to develop the potential properties of the concrete.

بالإضافة إلى الاختيار الصحيح للمواد الأسمنتية، فإن المتطلبات الأخرى للخرسانة المتينة المعرضة للكبريتات القابلة للذوبان في الماء ضرورية، مثل منخفضة w/cm ، المقاومة، التصلب الكافي، التوحيد، الغطاء الكافي للتسليح، والمعالجة الكافية للرطوبة تطوير الخصائص المحتملة للخرسانة.

Exposure Class W1: This exposure class requires low permeability when in direct contact with water, and the primary means to obtain a concrete with low permeability is to use a low w/cm . For a given w/cm , permeability can be reduced by optimizing the cementitious materials used in the concrete mixture.

فئة التعرض W1: تتطلب فئة التعرض هذه نفاذية منخفضة عند التلامس المباشر مع الماء، والوسائل الأساسية للحصول على خرسانة ذات نفاذية منخفضة هي استخدام w/cm . بالنسبة إلى w/cm ، يمكن تقليل النفاذية من خلال تحسين المواد الإسمنتية المستخدمة في الخلطة الخرسانية.

Exposure Class C2: For nonprestressed and prestressed concrete in Exposure Class C2, the maximum w/cm , minimum specified compressive strength, and minimum cover are the basic requirements to be considered. Conditions should be evaluated for structures exposed to chlorides, such as in parking structures where chlorides may be tracked in by vehicles, or in structures near seawater. Coated reinforcement, corrosion-resistant steel reinforcement, and cover greater than the minimum required in 20.6 can provide additional protection under such conditions. Use of slag cement meeting ASTM C989M or fly ash meeting ASTM C618 and increased levels of specified compressive strength provide increased protection. Use of silica fume meeting ASTM C1240 with an appropriate high-range water reducer, ASTM C494M, Types F and G, or ASTM C1017M can also provide additional protection (Ozyildirim and Halstead 1988). The use of ASTM C1202 to test concrete mixtures proposed for use will provide additional information on the performance of the mixtures.

درجة التعرض C2: بالنسبة للخرسانة الغير مسبقة الاجهاد ومسبقة الإجهاد في فئة التعرض C2 ، الحد الأقصى لـ w/cm ، أقل مقاومة للضغط المحددة ، وأقل غطاء هي المتطلبات الأساسية التي يجب مراعاتها. يجب تقييم الحالات للمنشآت المعرضة للكلوريدات، كما هو الحال في منشآت مواقف السيارات حيث يمكن تتبع الكلوريدات بالمركبات، أو في المنشآت القريبة من مياه البحر. التسليح المطلي، حديد التسليح المقاوم للتآكل، وتغطية أكبر من الحد الأدنى المطلوب في 20.6 يمكن أن توفر حماية إضافية في ظل هذه الظروف. استخدام تجمعات أسمنت الخبث ASTM C989M أو تجمعات الرماد المتطاير ASTM C618 وزيادة مستويات مقاومة الضغط المحددة توفر حماية أكبر. يمكن أن يوفر استخدام غشاء السيليكا الذي يجتمع بـ ASTM C1240 مع مخفض الماء المناسب ذي المستوى العالي، ASTM C494M ، أو الأنواع F و G ، أو ASTM C1017M حماية إضافية (Ozyildirim and Halstead 1988). إن استخدام ASTM C1202 في اختبار الخلطات الخرسانية المقترحة للاستخدام سيوفر معلومات إضافية عن أداء الخلطات.

Chloride limits for Exposure Category C: For Exposure Classes C0, C1, and C2, the chloride ion limits apply. For nonprestressed concrete, the permitted maximum amount of water-soluble chloride ions incorporated into the concrete, measured by **ASTM C1218M** at ages between 28 and 42 days, depends on the degree of exposure to an anticipated external source of moisture and chlorides. For prestressed concrete, the same limit of 0.06 percent chloride ion by mass of cement applies regardless of exposure.

Additional information on the effects of chlorides on the corrosion of steel reinforcement is given in **ACI 2012R**, which provides guidance on concrete durability, and **ACI 222R**, which provides guidance on factors that impact corrosion of metals in concrete. An initial evaluation of the chloride ion content of the proposed concrete mixture may be obtained by testing individual concrete ingredients for total chloride ion content. If total chloride ion content, calculated on the basis of concrete proportions, exceeds those permitted in Table 19.3.2.1, it may be necessary to test samples of the hardened concrete for water-soluble chloride ion content. Some of the chloride ions present in the ingredients will either be insoluble in water or will react with the cement during hydration and become insoluble under the test procedures described in ASTM C1218M.

حدود كلوريد لفئة التعرض C: بالنسبة لفئات التعرض C0 و C1 و C2 ، يتم تطبيق حدود أيون الكلوريد. بالنسبة للخرسانة الغير مسبقة الاجهاد، فإن الكمية القصوى المسموح بها من أيونات الكلوريد القابلة للذوبان في الماء والمدمجة في الخرسانة، والتي يتم قياسها بواسطة ASTM C1218M في أعمار تتراوح بين 28 و 42 يوماً، تعتمد على درجة التعرض لمصدر خارجي متوقع للرطوبة والكلوريدات. بالنسبة للخرسانة سابقة الإجهاد، فإن نفس حد 0.06 بالمائة من كلوريد الأيون حسب الكتلة من الأسمنت ينطبق بغض النظر عن التعرض. تم تقديم معلومات إضافية عن تأثيرات الكلوريدات على تآكل حديد التسليح في **ACI 2012R** ، والذي يوفر إرشادات حول متانة الخرسانة ، و **ACI 222R** ، والذي يوفر إرشادات حول العوامل التي تؤثر على تآكل المعادن في الخرسانة. يمكن الحصول على تقييم أولي لمحتوى أيون الكلوريد لخليط الخرسانة المقترح عن طريق اختبار مكونات الخرسانة الفردية لمحتوى أيون الكلوريد الكلي. إذا كان إجمالي محتوى أيون الكلوريد، المحسوب على أساس نسب محددة، يتجاوز تلك المسموح بها في الجدول 19.3.2.1، فقد يكون من الضروري اختبار عينات من الخرسانة الصلبة لمحتوى أيون الكلوريد القابل للذوبان في الماء. تكون بعض أيونات الكلوريد الموجودة في المكونات إما غير قابلة للذوبان في الماء أو ستفاعل مع الأسمنت أثناء الترتيب وتصبح غير قابلة للذوبان بموجب إجراءات الاختبار الموصوفة في ASTM C1218M.

CODE
الكود

COMMENTARY
التعليق

When concretes are tested for water-soluble chloride ion content, the tests should be made at an age of 28 to 42 days. The limits in Table 19.3.2.1 are to be applied to chlorides contributed from the concrete ingredients, not those from the environment surrounding the concrete. For nonprestressed concrete that will be dry in service (Exposure Class C0), a limit of 1.00 percent has been included to control the water- soluble chlorides introduced by concrete-making materials.

عندما يتم اختبار الخرسانة لمحتوى أيون الكلوريد القابل للذوبان في الماء، يجب إجراء الاختبارات في عمر 28 إلى 42 يومًا. يجب تطبيق الحدود الواردة في الجدول 19.3.2.1 على الكلوريدات التي تساهم في مكونات الخرسانة، وليس تلك الناتجة عن البيئة المحيطة بالخرسانة. بالنسبة للخرسانة الغير مسبقة الاجهاد والتي ستجف في الخدمة (التعرض للصنف C0) ، تم إدخال حد قدره 1.00 في المائة للتحكم في الكلوريدات القابلة للذوبان في الماء التي يتم إدخالها عن طريق مواد صناعية للخرسانة.

Table 19.3.2.1—Requirements for concrete by exposure class

Exposure class	Maximum w/cm ^[1]	Minimum f'_c , MPa	Additional requirements			Limits on cementitious materials
			Air content			
F0	N/A	17	N/A			N/A
F1	0.55	24	Table 19.3.3.1			N/A
F2	0.45	31	Table 19.3.3.1			N/A
F3	0.40 ^[2]	35 ^[2]	Table 19.3.3.1			26.4.2.2(b)
			Cementitious materials ^[3] — Types			Calcium chloride admixture
			ASTM C150M	ASTM C595M	ASTM C1157M	
S0	N/A	17	No type restriction	No type restriction	No type restriction	No restriction
S1	0.50	28	II ^{[4][5]}	Types IP, IS, or IT with (MS) designation	MS	No restriction
S2	0.45	31	V ^[5]	Types IP, IS, or IT with (HS) designation	HS	Not permitted
S3	0.45	31	V plus pozzolan or slag cement ^[6]	Types IP, IS, or IT with (HS) designation plus pozzolan or slag cement ^[6]	HS plus pozzolan or slag cement ^[6]	Not permitted
W0	N/A	17	None			
W1	0.50	28	None			
			Maximum water-soluble chloride ion (Cl ⁻) content in concrete, percent by weight of cement ^[7]		Additional provisions	
			Nonprestressed concrete	Prestressed concrete		
C0	N/A	17	1.00	0.06	None	
C1	N/A	17	0.30	0.06		
C2	0.40	35	0.15	0.06	Concrete cover ^[8]	

[1]The maximum w/cm limits in Table 19.3.2.1 do not apply to lightweight concrete.

[2]For plain concrete, the maximum w/cm shall be 0.45 and the minimum f'_c shall be 4500 psi.

[3]Alternative combinations of cementitious materials to those listed in Table 19.3.2.1 are permitted when tested for sulfate resistance and meeting the criteria in 26.4.2.2(c).

[4]For seawater exposure, other types of portland cements with tricalcium aluminate (C3A) contents up to 10 percent are permitted if the w/cm does not exceed 0.40.

[5]Other available types of cement such as Type I or Type III are permitted in Exposure Classes S1 or S2 if the C3A contents are less than 8 percent for Exposure Class S1 or less than 5 percent for Exposure Class S2.

[6]The amount of the specific source of the pozzolan or slag cement to be used shall be at least the amount that has been determined by service record to improve sulfate resistance when used in concrete containing Type V cement. Alternatively, the amount of the specific source of the pozzolan or slag cement to be used shall be at least the amount tested in accordance with ASTM C1012 and meeting the criteria in 26.4.2.2(c).

[7]Water-soluble chloride ion content that is contributed from the ingredients including water, aggregates, cementitious materials, and admixtures shall be determined on the concrete mixture by ASTM C1218 at age between 28 and 42 days.

[8]Concrete cover shall be in accordance with 20.6.

[1] لا تنطبق الحدود القصوى w/cm الواردة في الجدول 19.3.2.1 على الخرسانة خفيفة الوزن.

[2] بالنسبة للخرسانة العادية، يكون أقصى w/cm 0.45 ويكون الحد الأدنى f'_c 31 MPa.

[3] يُسمح بمجموعات بديلة من المواد الإسمنتية إلى تلك المذكورة في الجدول 19.3.2.1 عند اختبارها لمقاومة الكبريت واستيفاء المعايير في 26.4.2.2 (ج).

[4] فيما يتعلق بالتعرض لمياه البحر، يُسمح بأنواع أخرى من الإسمنت البورتلاندي بمحتويات (tricalcium aluminate (C3A تصل إلى 10٪ إذا لم يتجاوز w/cm 0.40.

[5] الأنواع الأخرى المسموحة من الإسمنت مثل النوع الأول أو النوع الثالث مسموح بها في فئات التعرض S1 أو S2 إذا كانت محتويات C3A أقل من 8٪ بالنسبة لـ Exposure Class S1 أو أقل من 5 بالمائة لـ Exposure Class S2.

[6] يجب أن تكون كمية المصدر المحدد للبوزولان أو اسمنت الخبث المستخدمة على الأقل هي الكمية التي تم تحديدها بواسطة سجل الخدمة لتحسين مقاومة الكبريتات. عندما تستخدم في الخرسانة التي تحتوي على الاسمنت V. بدلاً من ذلك، يجب أن تكون كمية المصدر المحدد للبوزولان أو اسمنت الخبث الذي سيتم استخدامه على الأقل الكمية المختبرة في.

وفقاً للمواصفة ASTM C1012 واستيفاء المعايير في 26.4.2.2 (c).

[7] يتم تحديد محتوى أيونات الكلوريد القابل للذوبان في الماء والمكون من المكونات بما في ذلك الماء، والركام، والمواد الإسمنتية، والمواد الإضافية على الخرسانة. خليط من ASTM C1218 في عمر بين 28 و 42 يوماً.

[8] يجب أن يكون الغطاء الخرساني وفقاً لـ 20.6.

19.3.3 Additional requirements for freezing-and-thawing exposure

19.3.3 متطلبات إضافية للتعرض للتجميد والذوبان

19.3.3.1 Normalweight and lightweight concrete subject to freezing-and-thawing Exposure Classes F1, F2, or F3 shall be air entrained. Except as permitted in 19.3.3.3, air content shall conform to Table 19.3.3.1.

19.3.3.1 خرسانة متوازنة وخفيفة الوزن معرضة للتجميد والتذويب يجب أن تكون فئات التعرض F1 أو F2 أو F3 مغرسة بالهواء. باستثناء ما هو مسموح به في 19.3.3.3 ، يجب أن يتوافق محتوى الهواء مع الجدول 19.3.3.1.

Table 19.3.3.1—Total air content for concrete exposed to cycles of freezing and thawing

الجدول 19.3.3.1 - محتوى الهواء الإجمالي للخرسانة المعرضة لدورات التجميد والذوبان

Table 19.3.3.1—Total air content for concrete exposed to cycles of freezing and thawing

Nominal maximum aggregate size, mm	Target air content, percent	
	F1	F2 and F3
9.5	6	7.5
12.5	5.5	7
19.0	5	6
25.0	4.5	6
37.5	4.5	5.5
50	4	5
75	3.5	4.5

19.3.3.2 Concrete shall be sampled in accordance with ASTM C172M, and air content shall be measured in accordance with ASTM C231M or ASTM C173M.

19.3.3.2 يجب أخذ عينات من الخرسانة طبقاً للمواصفة ASTM C172M ، ويجب قياس محتوى الهواء طبقاً للمواصفة ASTM C231M أو ASTM C173M.

19.3.3.3 For f_c' exceeding 35 MPa, reduction of air content indicated in Table 19.3.3.1 by 1.0 percentage point is permitted.

19.3.3.3 إذا كان f_c' يتجاوز 35 ميغا باسكال ، فإن تقليل محتوى الهواء المشار إليه في الجدول 19.3.3.1 بمقدار نقطة مئوية واحدة مسموح به.

19.3.3.4 The maximum percentage of pozzolans, including fly ash and silica fume, and slag cement in concrete assigned to Exposure Class F3, shall be in accordance with 26.4.2.2(b).

19.3.3.4 يجب أن تكون النسبة المئوية القصى للبوزول، بما في ذلك الرماد المتطاير وأبخرة السليكا، وأسمنت الخبث في الخرسانة المخصصة لفئة التعرض F3 ، وفقاً لما هو وارد في الفقرة 26.4.2.2 (b).

R19.3.3.2 The sampling of fresh concrete for acceptance based on air content is usually performed as the concrete is discharged from a mixer or a transportation unit (for example, a ready mixed concrete truck) to the conveying equipment used to transfer the concrete to the forms. ASTM C172M primarily covers sampling of concrete as it is discharged from a mixer or a transportation unit, but recognizes that specifications may require sampling at other points such as discharge from a pump. Table 19.3.3.1 was developed for testing as-delivered concrete. ASTM C231M is applicable to normalweight concrete and ASTM C173M is applicable to normalweight or lightweight concrete. If the licensed design professional requires measurement of air content of fresh concrete at additional sampling locations, such requirements should be stated in the construction documents, including the sampling protocol, test methods to be used, and the criteria for acceptance.

R19.3.3.2 أخذ عينات الخرسانة الطازجة للقبول على أساس محتوى الهواء عادة ما يتم إجراؤه أثناء تفريغ الخرسانة من الخلاط أو وحدة النقل (على سبيل المثال، شاحنة خرسانة جاهزة الخلط) إلى معدات النقل المستخدمة لنقل الخرسانة إلى القوالب. تغطي ASTM C172M بشكل أساسي أخذ عينات من الخرسانة حيث يتم تفريغها من الخلاط أو وحدة النقل، ولكنها تدرك أن المواصفات قد تتطلب أخذ عينات في نقاط أخرى مثل التفريغ من المضخة. تم وضع الجدول 19.3.3.1 لاختبار الخرسانة التي يتم تسليمها. ASTM C231M قابلة للتطبيق على الخرسانة ذات الوزن العادي و ASTM C173M قابلة للتطبيق على الخرسانة ذات الوزن العادي أو الخفيف. إذا تطلب محترف التصميم المرخص قياس محتوى الهواء للخرسانة الطازجة في مواقع أخذ عينات إضافية، فيجب ذكر هذه المتطلبات في وثائق الإنشاء، بما في ذلك بروتوكول أخذ العينات، وطرق الاختبار المستخدمة، ومعايير القبول.

R19.3.3.3 This section permits a 1.0 percentage point lower air content for concrete with f_c' greater than 35 MPa. Such higher-strength concretes, which have a lower w/cm and porosity, have greater resistance to cycles of freezing and thawing.

R19.3.3.3 يسمح هذا القسم بمحتوى أقل بمقدار ١ نقطة مئوية من الهواء للخرسانة مع f_c' أكبر من 35 MPa. تتميز هذه الخرسانات ذات المقاومة العالية، والتي تكون أقل من w/cm والمسامية، بمقاومة أكبر لدورات التجميد والذوبان.

R19.3.3.4 This provision is intended for application during concrete mixture proportioning. The provision has been duplicated in 26.4.2.2(b). Additional commentary information is presented in Chapter 26.

R19.3.3.4 يستهدف هذا البند للتطبيق أثناء تناسب الخلطة الخرسانية. تم تكرار الحكم في 26.4.2.2 (ب). يتم تقديم معلومات التعليقات الإضافية في الفصل 26.

19.3.4 Alternative combinations of cementitious materials for sulfate exposure

19.3.4 تبرز التفاصيل البديلة للمواد الخطرة لتعرض الكبريتات

19.3.4.1 Alternative combinations of cementitious materials to those listed in 19.3.2 are permitted when tested for sulfate resistance. Testing and acceptance criteria shall conform to Table 26.4.2.2(c).

19.3.4.1 يُسمح باستخدام مجموعات بديلة من المواد الإسمنتية لتلك المذكورة في 19.3.2 عند اختبارها لمقاومة الكبريتات. يجب أن تتوافق معايير الاختبار والقبول مع الجدول 26-4-2-2 (ج).

19.4—Grout durability requirements

19.4.1 Water-soluble chloride ion content of grout for bonded tendons shall not exceed 0.06 percent when tested in accordance with ASTM C1218M, measured by mass of chloride ion to mass of cement.

19.4 - متطلبات قوة التحميل

19.4.1 لا يجب أن يتجاوز محتوى أيون الماء المذاب بالذوبان في الماء للكابلات الشد المرتبطة 0.06% عند اختبارها طبقاً لـ ASTM C1218M ، مقاسة بكتلة أيون الكلوريد إلى كتلة الأسمنت.

CHAPTER 20—STEEL REINFORCEMENT PROPERTIES, DURABILITY, AND EMBEDMENTS

الفصل 20 - خصائص ومتانة وغرس حديد التسليح

20.1—Scope

20.1.1 This chapter shall apply to steel reinforcement, and shall govern (a) through (c):

- (a) Material properties
- (b) Properties to be used for design
- (c) Durability requirements, including minimum specified cover requirements

20.1 المجال

20.1.1 ينطبق هذا الفصل على حديد التسليح ، ويحكم (أ) الى (ج):

- (أ) خصائص المواد
- (ب) خصائص لاستخدامها في التصميم
- (ج) متطلبات المتانة، بما في ذلك الحد الأدنى المحدد لمتطلبات الغطاء

20.1.2 Provisions of 20.7 shall apply to embedments.

20.1.2 تطبق أحكام 20.7 على embedments.

R19.3.4 Alternative combinations of cementitious materials for sulfate exposure

R19.3.4 تركيبات بديلة للمواد الإسمنتية من أجل التعرض للكبريتات

R19.3.4.1 This provision is intended for application during concrete mixture proportioning. The provision has been duplicated in 26.4.2.2(c). Additional commentary information is presented in Chapter 26.

R19.3.4.1 هذا البند مخصص للتطبيق أثناء تناسب الخلطة الخرسانية. تم تكرار الحكم في 26.4.2.2 (c). يتم تقديم معلومات التعليقات الإضافية في الفصل 26.

R20—STEEL REINFORCEMENT PROPERTIES, DURABILITY, AND EMBEDMENTS

R20 - خصائص ومتانة وغرس حديد التسليح

R20.1—Scope

R20.1.1 Materials permitted for use as reinforcement are specified. Other metal elements, such as inserts, anchor bolts, or plain bars for dowels at isolation or contraction joints, are not normally considered reinforcement under the provisions of this Code. Fiber-reinforced polymer (FRP) reinforcement is not addressed in this Code. ACI Committee 440 has developed guidelines for the use of FRP reinforcement (ACI 440.1R and 440.2R).

R20.1 المجال

R20.1.1 يتم تحديد المواد المسموح باستخدامها كتسليح. لا تعتبر العناصر المعدنية الأخرى، مثل الإدخالات، ومسامير التثبيت، أو الأسياخ العادية للأشواير عند فواصل العزل أو الانكماش، عادة تسليحاً بموجب أحكام هذا الكود. لا تتم معالجة تسليح البوليمر المسلح بالألياف (FRP) في هذا الكود. وضعت لجنة ACI 440 مبادئ توجيهية لاستخدام تسليح FRP (ACI 440.1R and 440.2R).

20.2—Nonprestressed bars and wires**20.2 - أسياخ وأسلاك غير مسبقة الإجهاد****20.2.1 Material properties****20.2.1 خصائص المواد**

20.2.1.1 Nonprestressed bars and wires shall be deformed, except plain bars or wires are permitted for use in spirals.

20.2.1.1 يجب أن تكون الأسياخ والأسلاك غير مسبقة الإجهاد محلزنة، باستثناء أن القضبان أو الأسلاك العادية مسموح لها باستخدامها في الحلزوني.

20.2.1.2 Yield strength of nonprestressed bars and wires shall be determined by either (a) or (b):

(a) The offset method, using an offset of 0.2 percent in accordance with ASTM A370

(b) The yield point by the halt-of-force method, provided the nonprestressed bar or wire has a sharp-kneed or well- defined yield point

20.2.1.2 يتم تحديد مقاومة الخضوع من القضبان والأسلاك غير مسبقة الإجهاد من قبل (أ) أو (ب):

(أ) طريقة الإزاحة، باستخدام إزاحة قدره 0.2 في المائة طبقاً للمواصفة ASTM A370

(ب) نقطة الخضوع عن طريقه وقف القوة، بشرط أن يكون القضيب أو مسبق الإجهاد له نقطة خضوع

R20.2—Nonprestressed bars and wires**R20.2 - أسياخ وأسلاك غير مسبقة الإجهاد****R20.2.1 Material properties****R20.2.1 خصائص المادة**

R20.2.1.2 The majority of nonprestressed steel bar reinforcement exhibits actual stress-strain behavior that is sharply yielding or sharp-kneed (elasto-plastic stress-strain behavior). However, reinforcement products such as bars of higher strength grade, steel wire, coiled steel bar, and stainless steel bars and wire generally do not exhibit sharply- yielding stress-strain behavior, but instead are gradually-yielding. The method used to measure yield strength of reinforcement needs to provide for both types of reinforcement stress-strain relationships. A study (Paulson et al. 2013) considering reinforcement manufactured during 6778 through 6716 found that the offset method, using an offset of 7.6 percent, provides for a reasonable estimate of the strength of reinforced concrete structures. The yield strength is determined by the manufacturer during tensile tests performed at the mill on samples of reinforcement. Test methods for determining yield strength of steel, including the offset method and yield point by halt-of- force method, are referenced either in the ASTM standards for nonprestressed bars and wire or in ASTM A370 Test methods and Definitions.

R20.2.1.2 تعرض غالبية أسياخ حديد التسليح الغير مسبق الإجهاد سلوك الإجهاد - أنفعال الفعلي الذي يخضع بشكل حاد أو الحاد (سلوك إجهاد - أنفعال اللدن). ومع ذلك، فإن منتجات التسليح مثل أسياخ ذات درجة مقاومة أعلى وأسلاك فولاذية وسيخ فولاذي ملتوي وأسياخ من الصلب قليلة الانفعال والأسلاك لا تظهر بشكل عام سلوك خضوع أجهد - أنفعال، ولكنها بدلا من ذلك تخضع بشكل تدريجي. إن الطريقة المستخدمة لقياس قوة إنتاج التسليح تحتاج إلى توفير كلا النوعين من علاقات التسليح إجهاد - أنفعال. وجدت دراسة (Paulson et al. 2013)، بالنظر إلى التسليح الذي تم تصنيعه خلال الفترة من 6778 حتى 6716، أن طريقة الإزاحة، باستخدام إزاحة يبلغ 7.6 بالمائة، توفر تقديراً معقولاً لمقاومة المنشآت الخرسانية المسلحة. يتم تحديد قوة الإنتاجية من قبل الشركة المصنعة أثناء اختبارات الشد التي تجرى في المصنع على عينات من التسليح. تتم الإشارة إلى طرق الاختبار لتحديد مقاومة الخضوع للتسليح، بما في ذلك طريقة الإزاحة ونقطة الخضوع عن طريق طريقة إيقاف القوة، إما في معايير ASTM للأسياخ والأسلاك الغير مسبقة الإجهاد، أو في ASTM A370 طرق الاختبار والتعاريف.

CODE
الكود

20.2.1.3 Deformed bars shall conform to (a), (b), (c), (d), or (e):
ASTM A615M - carbon steel
ASTM A776M - low-alloy steel
ASTM A996M - axle steel and rail steel; bars from rail steel shall be Type R
ASTM A955M - stainless steel
ASTM A1035M - low-carbon chromium steel

20.2.1.3 يجب أن تتوافق القضبان المحلزنة مع (أ) أو (ب) أو (ج) أو (د) أو (هـ):
(أ) ASTM A615M - الكربون الصلب
(ب) ASTM A776M - فولاذ منخفض السبيكة
(ج) ASTM A996M - فولاذ المحور وسكك الحديد؛ القضبان من السكك الحديدية يجب أن يكون الفولاذ من النوع R
(د) ASTM A955M - الفولاذ المقاوم للصدأ
(هـ) ASTM A1035M - فولاذ الكروم منخفض الكربون

20.2.1.4 Plain bars for spiral reinforcement shall conform to ASTM A615M, A706M, A955M, or A1035M.

20.2.1.4 يجب أن تكون قضبان التسوية الحلزونية العادية مطابقة للمواصفة ASTM A615M أو A706M أو A955M أو A1035M.

20.2.1.5 Welded deformed bar mats shall conform to ASTM A184M. Deformed bars used in welded deformed bar mats shall conform to ASTM A615M or A706M.

20.2.1.5 يجب أن تتوافق الاساسات الحصار القضيب المحلزن الملحومة مع ASTM A184M. يجب أن تتطابق الأشرطة المحلزنة المستخدمة في حصار القضيب المحلزن الملحومة مع ASTM A615M أو A706M.

COMMENTARY
التعليق

R20.2.1.3 Low-alloy steel deformed bars conforming to ASTM A706M are intended for applications where controlled tensile properties, restrictions on chemical composition to enhance weldability, or both, are required. Rail-steel deformed bars used with this Code are required to conform to ASTM A996M, including the provisions for Type R bars. Type R bars are required to meet more restrictive provisions for bend tests than other types of rail steel. Stainless steel deformed bars are used in applications where high corrosion resistance or controlled magnetic permeability are required. Low-carbon chromium steel is a high-strength material that is permitted for use as transverse reinforcement for confinement in special earthquake-resistant structural systems and spirals in columns. Refer to Tables 67.6.6.4a and b. ASTM A1035M provides requirements for bars of two minimum yield strength levels-700 MPa and 830 MPa -designated as Grade 690 and Grade 830, respectively, but the maximum fyt permitted for design calculations in this Code is limited in accordance with 20.2.2.3.

R20.2.1.3 الاسياخ المحلزنة من الصلب منخفض السبائك المطابقة لـ ASTM A706M مخصصة للتطبيقات التي تتطلب خصائص الشد الخاضعة للرقابة والقيود على التركيب الكيميائي لتطوير قابلية اللحام أو كليهما. يجب استخدام الاسياخ المحلزنة المصنوعة من الفولاذ المقاوم للصدأ والمستخدم مع هذا الكود لتتوافق مع ASTM A996M ، بما في ذلك أحكام أسياخ النوع R. مطلوب أسياخ نوع R لتلبية أحكام أكثر تقييداً للاختبارات منحني أنواع أخرى من الفولاذ السكك الحديدية. يتم استخدام أسياخ محلزنة من الفولاذ المقاوم للصدأ في التطبيقات التي تتطلب مقاومة عالية للتآكل أو نفاذية مغناطيسية محكمة. فولاذ الكروم منخفض الكربون هو مادة عالية المقاومة يُسمح باستخدامها كتسليح عرضي للحصر في أنظمة أنشائية وحلزونية مقاومة للزلازل الخاصة في الأعمدة. ارجع إلى الجدولين 67.6.6.4 a و b. توفر ASTM A1035M متطلبات الاسياخ ذات مستويين لأقل مقاومة خضوع - 700 ميجا باسكال و 830 ميجا باسكال - تم تصنيفهما في التدرج 690 والتدرج 830 على التوالي، ولكن الحد الأقصى المسموح به في حسابات التصميم في هذا الكود محددة وفقاً لـ 20.2.2.3.

R20.2.1.4 Plain bars are permitted only for spiral reinforcement used as transverse reinforcement for columns, transverse reinforcement for shear and torsion, or confining reinforcement for splices.

R20.2.1.4 يُسمح بالاسياخ العادية فقط للتسليح الحلزوني الذي يستخدم كتسليح عرضي للأعمدة أو التسليح العرضي للقص والالتواء أو حصر التسليح للتوصيلات.

CODE
الكود

20.2.1.6 Headed deformed bars shall conform to ASTM A970M, including Annex A1 requirements for Class HA head dimensions.

20.2.1.6 يجب أن تتوافق القضبان المحلزنة المقولبة مع ASTM A970M ، بما في ذلك متطلبات الملحق A1 لأبعاد رأس الفئة HA.

20.2.1.7 Deformed wire, plain wire, welded deformed wire reinforcement, and welded plain wire reinforcement shall conform to (a) or (b), except that yield strength shall be determined in accordance with 20.2.1.2:

A1064M - carbon steel

A1M22M - stainless steel

20.2.1.7 الأسلاك المحلزنة والأسلاك العادية وتسليح الأسلاك المحلزنة الملحومة وتدعيم السلك الملحم الملحوظ يجب أن تتوافق مع (أ) أو (ب) ، فيما عدا أنه يتم تحديد مقاومة الخضوع وفقاً لـ 20.2.1.2:

(أ) A1064M - الكربون الصلب

(ب) A1M22M - الفولاذ المقاوم للصدأ

20.2.1.7.1 Deformed wire si&es MD25 through MD200 shall be permitted.

20.2.1.7.1 يُسمح باستخدام الأسلاك المحلزنة من MD25 حتى MD200.

COMMENTARY
التعليق

R20.2.1.6 The limitation to Class HA head dimensions from Annex A1 of ASTM A970M is due to a lack of test data for headed deformed bars that do not meet Class HA dimensional requirements. Heads not conforming to Class HA limits on bar deformation obstructions and bearing face features could cause unintended splitting forces in the concrete that may not be characteristic of the heads used in the tests that were the basis for 25.4.4. For heads conforming to Class HA dimensional requirements, the net bearing area of the head can be assumed to be equal to the gross area of the head minus the area of the bar. This assumption may not be valid for heads not conforming to Class HA dimensional requirements.

R20.2.1.6 يرجع القيد إلى أبعاد رأس من صنف HA من الملحق A1 من ASTM A970M إلى عدم وجود بيانات اختبار للأسياخ المحلزنة ذات الرأس التي لا تفي بمتطلبات الأبعاد HA. يمكن أن تتسبب الرؤوس غير المطابقة لقيود الصنف HA من الدرجة الأولى على عوائق الأسياخ المحلزنة وخصائص تحمل الوجه في حدوث انشقوقات غير مقصودة في الخرسانة قد لا تكون مميزة للرؤوس المستخدمة في الاختبارات التي كانت أساساً لـ 25.4.4. بالنسبة للرؤوس التي تتوافق مع متطلبات أبعاد الصنف HA ، يمكن افتراض أن تكون المساحة الصافية للرأس مساوية للمساحة الكلية للرأس ناقصاً مساحة السبيخ. قد لا يكون هذا الافتراض صالحاً للرؤوس غير المطابقة لمتطلبات الأبعاد من فئة HA.

R20.2.1.7 Plain wire is permitted only for spiral reinforcement and in welded plain wire reinforcement, the latter of which is considered deformed. Stainless steel wire and stainless steel welded wire reinforcement are used in applications where high corrosion resistance or controlled magnetic permeability is required. The physical and mechanical property requirements for deformed stainless steel wire and deformed and plain welded wire reinforcement under ASTM A1022M are the same as those for deformed wire, deformed welded wire reinforcement, and plain welded wire reinforcement under ASTM A1064M.

R20.2.1.7 يُسمح بالسلك العادي فقط بالنسبة للتسليح الحلزوني وفي تسليح السلك العادي الملحوم ، والذي يعتبر الأخير منه محلزن. يتم استخدام أسلاك الفولاذ الأقل انفعال وتسليح أسلاك الفولاذية الملحومة الأقل انفعال في التطبيقات التي تتطلب مقاومة عالية للتآكل أو نفاذية مغناطيسية محكمة. المتطلبات الفيزيائية والميكانيكية للأسلاك المحلزنة الفولاذية الأقل انفعال والتدعيم بالأسلاك الملحومة العادية تحت ASTM A1022M هي نفسها كتلك الخاصة بالأسلاك المحلزنة، تسليح الأسلاك الملحومة المحلزنة، والأسلاك العادية الملحومة تحت ASTM A1064M.

R20.2.1.7.1 An upper limit is placed on the size of deformed wire because tests (Rutledge and Devries 2002) have shown that MD290 wire will achieve only approximately 60 percent of the bond strength in tension given by Eq. (25.4.2.3a).

R20.2.1.7.1 تم وضع حد أقصى على حجم الأسلاك المحلزنة لأن الاختبارات (Rutledge and Devries 2002) أظهرت أن سلك MD290 سوف يحقق فقط 60 في المائة تقريباً من قوة الترابط في الشد الذي تعطيه المعادلة (25.4.2.3a).

20.2.1.7.2 Deformed wire si&es larger than MD200 shall be permitted in welded wire reinforcement if treated as plain wire for calculation of development and splice lengths in accordance with 25.4.7 and 25.5.4, respectively.

20.2.1.7.2 يتم السماح بالأسلاك المحلزنة التي يزيد حجمها عن MD200 في تسليح الأسلاك الملحومة إذا تم التعامل معها على أنها أسلاك بسيطة لحساب تثبيت وأطوال الوصلات وفقاً لـ 25.4.7 و 25.5.4 على التوالي.

20.2.1.7.3 Except as permitted for welded wire reinforcement used as stirrups in accordance with 25.7.1, spacing of welded intersections in welded wire reinforcement in the direction of calculated stress shall not exceed (a) or (b):

400 mm for welded deformed wire reinforcement

300 mm for welded plain wire reinforcement

20.2.1.7.3 باستثناء ما هو مسموح به لتسليح الأسلاك الملحومة المستخدمة ككائنات وفقاً لـ 25.7.1 ، فإن المبعاد بين التقاطعات الملحومة في تسليح الأسلاك الملحومة في اتجاه الضغط المحسوب يجب ألا تتجاوز (أ) أو (ب):
(أ) 400 ملم من أجل تسليح الأسلاك المحلزنة الملحومة
(ب) 300 ملم من أجل تسليح الأسلاك العادية الملحومة

20.2.2 Design properties

20.2.2 خصائص التصميم

20.2.2.1 For nonprestressed bars and wires, the stress below f_y shall be E_s times steel strain. For strains greater than that corresponding to f_y , stress shall be considered independent of strain and equal to f_y .

20.2.2.1 بالنسبة للأسياخ والأسلاك غير مسبقة الاجهاد، يجب أن يكون الإجهاد أدناه هو ضعف انفعال الفولاذي. بالنسبة للانفعال التي تكون أكبر من تلك المقابلة، يجب اعتبار الإجهاد مستقلاً عن الانفعال ومساوي لـ f_y .

20.2.2.2 Modulus of elasticity, E_s , for nonprestressed bars and wires shall be permitted to be taken as 200,000 MPa.

20.2.2.2 يجب أن يؤخذ معامل المرونة ، E_s ، للأسلاك والأسلاك غير مسبقة الاجهاد كما يعادل 200000 MPa.

20.2.2.3 Yield strength for nonprestressed bars and wires shall be based on the specified grade of reinforcement and shall not exceed the values given in 20.2.2.4 for the associated applications.

20.2.2.3 يجب أن تعتمد مقاومة الخضوع للفضبان والأسلاك غير مسبقة الشد على درجة محددة من التسليح ويجب ألا تتجاوز القيم الواردة في 20.2.2.4 للتطبيقات المرتبطة بها.

R20.2.2 Design properties

R20.2.2 خصائص التصميم

R20.2.2.1 For deformed reinforcement, it is reasonably accurate to assume that the stress in reinforcement is proportional to strain below the specified yield strength f_y . The increase in strength due to the effect of strain hardening of the reinforcement is neglected for nominal strength calculations. In nominal strength calculations, the force developed in tension or compression reinforcement is calculated as:

R20.2.2.1 بالنسبة للتسليح المحلزن، فإنه من الدقة إلى حد معقول أن نفترض أن الاجهاد في التسليح يكون نسبياً للانفعال أقل من مقاومة الخضوع المحددة f_y . يتم إهمال الزيادة في المقاومة نتيجة لتأثير الانفعال المقاوم للتسليح في حسابات المقاومة الاسمية. في حسابات المقاومة الاسمية، يتم حساب القوة المطورة في تسليح الشد أو الضغط على النحو التالي:

if $\epsilon_s < \epsilon_y$ (yield strain)

$$A_s f_s = A_s E_s \epsilon_s$$

if $\epsilon_s \geq \epsilon_y$

$$A_s f_s = A_s f_y$$

where ϵ_s is the value from the strain diagram at the location of the reinforcement.

حيث ϵ_s هي القيمة من مخطط الانفعال في موقع التسليح.

CODE

الكود

20.2.2.4 Types of nonprestressed bars and wires to be specified for particular structural applications shall be in accordance with Table 20.2.2.4a for deformed reinforcement and Table 20.2.2.4b for plain reinforcement.

20.2.2.4 يجب أن تكون أنواع القضبان والأسلاك غير مسبقة الاجهاد التي يتم تحديدها لتطبيقات هيكلية معينة مطابقة للجدول 20.2.2.4 أ للتسليح المحلزن والجدول 20.2.2.4 ب للتسليح العادي.

COMMENTARY

التعليق

R20.2.2.4 Tables 20.2.2.4a and b limit the maximum values of yield strength to be used in design calculations for nonprestressed deformed reinforcement and nonprestressed plain spiral reinforcement, respectively.

In Table 20.2.2.4a, for deformed reinforcement in special moment frames and special structural walls, the use of longitudinal reinforcement with strength substantially higher than that assumed in design will lead to higher shear and bond stresses at the time of development of yield moments. These conditions may lead to brittle failures in shear or bond and should be avoided even if such failures may occur at higher loads than those anticipated in design. Therefore, a limit is placed on the actual yield strength of the steel (refer to 20.2.2.5). **ASTM A706M** for low-alloy steel reinforcing bars now includes both Grade 420 and Grade 550; however, only Grade 420 is permitted for special seismic systems because of insufficient data to confirm applicability of existing code provisions for structures using the higher grade. For beams, the deflection provisions of 24.2 and the limitations on distribution of flexural reinforcement of 24.3 become increasingly critical as f_y increases.

The maximum value of yield strength for calculation purposes is limited to 700 MPa for both nonprestressed deformed reinforcement and plain spiral reinforcement in Tables 20.2.2.4a and b, respectively, when used for lateral support of longitudinal bars or for concrete confinement. The research that supports this limit for confinement is given in **Saatcioglu and Razvi (2002)**, **Pessiki et al. (2001)**, and **Richart et al. (1929)**. For reinforcement in special moment frames and special structural walls, the research that indicated that higher yield strengths can be used effectively for confinement reinforcement is given in **Budek et al. (2002)**, **Muguruma and Watanabe (1990)**, and **Sugano et al. (1990)**. The limit of 420 MPa on the values of f_y and f_{yt} used in design for most shear and torsional reinforcement is intended to control width of inclined cracks. The higher yield strength of 550 MPa permitted in shear design for welded deformed wire reinforcement is also intended to control width of inclined cracks and is based on **Guimares et al. (1992)**, **Grie&ic et al. (1994)**, and **Furlong et al. (1991)**. In particular, full-scale beam tests described in **Grie&ic et al. 019944** indicated that the widths of inclined shear cracks at service load levels were less for beams reinforced with smaller diameter welded deformed wire reinforcement cages designed on the basis of a yield strength of 520 MPa than beams reinforced with deformed Grade 420 stirrups.

Footnote 2 of Table 20.2.2.4a is provided because **ASTMA1064M** and **A1022M** only require the welds to develop 240 MPa in the interconnected wires. Hoops, stirrups, and other elements used in special seismic systems should have anchorages that are capable of developing **1.25 f_y** or **1.25 f_{yt}** , as applicable, or tensile strength of the bar or wire, whichever is less, so that moderate ductility capacity can be achieved. A welded product that is capable of developing these stress limits could be approved for use through Code section 1.10.

20.2.2.4a R20.2.2.4 جداول **b** حد القيم القصوى لمقاومة الخضوع لاستخدامها في حسابات التصميم للتسليح المحلزن الغير مسبق الاجهاد والتسليح العادي الحلزوني الغير مسبق الاجهاد، على التوالي. في الجدول **a20.2.2.4**، لتسليح محلزن في إطارات عزم خاص وجدران القص الخاصة، واستخدام التسليح الطولي مع مقاومة مستمرة أعلى بكثير من تلك التي يفترض في تصميم يؤدي إلى ارتفاع القص وأجهادات الربط في وقت تطوير عزوم الخضوع. هذه الشروط قد تؤدي إلى انهيارات هشّة في القص أو الترابط ويجب تجنبها حتى لو حدثت مثل هذا الانهيار في أحمال أعلى من تلك المتوقعة في التصميم. لذلك، يتم وضع حد على مقاومة الخضوع الفعلية للفولاذ (راجع 20.2.2.5). يتضمن **ASTM A706M** لأسياخ التسليح الفولاذية منخفض السبيكة كلا من التدرج 420 والتدرج 550 ؛ ومع ذلك ، يتم السماح فقط للتدرج 420 لأنظمة الزلازل الخاصة بسبب عدم كفاية البيانات الكود لتأكيد قابلية تطبيق التعليمات البرمجية الحالية للمنشآت باستخدام التدرج الأعلى. بالنسبة للكمرات، تصبح أحكام التشوهات من 24.2 والقيود المفروضة على توزيع تسليح الانحناء 24.3 حرجة بشكل متزايد مع زيادة f_y . الحد الأقصى لقيمة مقاومة الخضوع لأغراض حساب محدودة إلى 700 ميغا باسكال لكلا التسليح المحلزن الغير مسبقة الاجهاد والتسليح العادي الحلزوني في جداول **a20.2.2.4** و **b**، على التوالي، عندما تستخدم الاسياخ الطولية لدعم جاتبي أو حصر الخرسانة. يتم تقديم البحث الذي يدعم هذا الحد في الحصر في **Saatcioglu و Razvi (2002)**، **Pessiki et al. (2001)** ، و **Richart وآخرون. (1929)**. وللتسليح في أطر العزوم الخاصة جدران القص الخاصة، فإن الأبحاث التي أشارت إلى أنه يمكن استخدام مقاومة خضوع أعلى بشكل فعال من أجل تسليح الحصر في **Budek et al. (2002)**، **Muguruma and Watanabe (1990)**، **and Sugano et al. (1990)**. يقصد بحد 420 ميغاباسكال على قيم f_y و f_{yt} المستخدم في التصميم لمعظم تسليح القص والالتواء المتحكم في عرض الشقوق المائلة. مقاومة الخضوع الأعلى من 550 ميغاباسكال المسموح بها في تصميم القص لتدعيم الأسلاك المحلزنة الملحومة يهدف أيضاً إلى التحكم في عرض الشقوق المائلة ويستند إلى **Grie، Guimares et al. (1992)**، **Grie & ic et al. (1994)**، و **فورلونج وآخرون. (1991)**. وعلى وجه الخصوص، تم وصف اختبارات الكمرات الكاملة في **Grie & ic et al. 1994** أشارت إلى أن عرض شقوق القص والذي ارتفع عند مستويات حمل الخدمة كانت أقل للكمرات المسلحة قطرها أصغر بحزمة تسليح محلزنة ملحومة مصممة على أساس مقاومة خضوع 520 ميغا باسكال من الكمرات المسلحة المحلزنة بتدرج 420 للكانات. يتم توفير الحاشية السفلية 2 في الجدول **a20.2.2.4** لأن **ASTMA1064M** و **M1022A** لا يتطلبان سوى اللحامات لتطويع 240 ميغا باسكال في الأسلاك المترابطة. يجب أن يكون لدى الأطواق، الكانات، والعناصر الأخرى المستخدمة في أنظمة الزلازل الخاصة تثبيت قادر على تثبيت $1.25f_y$ أو $1.25f_{yt}$ ، حسب التطبيق، أو مقاومة الشد من سيخ أو سلك، أيهما أقل، بحيث يمكن تحقيق القدرة ليونة متوسطة. يمكن الموافقة على المنتج الملحوم القادر على تطوير حدود الإجهاد هذه من خلال القسم 1.10 من قسم الكود.

CODE

COMMENTARY

Table 20.2.2.4a—Nonprestressed deformed reinforcement

Usage	Application	Maximum value of f_y or f_{yr} permitted for design calculations, MPa	Applicable ASTM specification			
			Deformed bars	Deformed wires	Welded wire reinforcement	Welded deformed bar mats
Flexure; axial force; and shrinkage and temperature	Special seismic systems	420	Refer to 20.2.2.5	Not permitted	Not permitted	Not permitted
	Other	550	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	A184M ^[1]
Lateral support of longitudinal bars; or concrete confinement	Special seismic systems	700	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M	A1064M, A1022M	A1064M ^[2] , A1022M ^[2]	Not permitted
	Spirals	700	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M	A1064M, A1022M	Not permitted	Not permitted
	Other	550	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	Not permitted
Shear	Special seismic systems	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M ^[2] , A1022M ^[2]	Not permitted
	Spirals	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	Not permitted	Not permitted
	Shear friction	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	Not permitted
	Stirrups, ties, hoops	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M and A1022M welded plain wire	Not permitted
		550	Not permitted	Not permitted	A1064M and A1022M welded deformed wire	Not permitted
Torsion	Longitudinal and transverse	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	Not permitted

[1] Welded deformed bar mats shall be permitted to be assembled using A615M or A706M deformed bars.

[2] ASTM A1064M and A1022M are not permitted in special seismic systems where the weld is required to resist stresses in response to confinement, lateral support of longitudinal bars, shear, or other actions.

Table 20.2.2.4b—Nonprestressed plain spiral reinforcement

Usage	Application	Maximum value of f_y or f_{yr} permitted for design calculations, MPa	Applicable ASTM specification	
			Plain bars	Plain wires
Lateral support of longitudinal bars; or concrete confinement	Spirals in special seismic systems	700	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M
	Spirals	700	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M
Shear	Spirals	420	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M
Torsion in nonprestressed beams	Spirals	420	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M

[1] Welded deformed bar mats shall be permitted to be assembled using A615 or A706 deformed bars.

[2] ASTM A1064 and A1022 are not permitted in special seismic systems where the weld is required to resist stresses in response to confinement, lateral support of longitudinal bars, shear, or other actions.

[1] يُسمح بتجميع أسياخ اللبشة المحلزنة الملحومة باستخدام القضبان المحلزنة A615 أو A706.

[2] لا يُسمح باستخدام ASTM A1064 و A1022 في أنظمة الزلازل الخاصة حيث يُطلب من اللحام مقاومة الإجهادات استجابةً للحصر والدعم الجانبي للأسياخ الطولية، القص، أو غيرها من الإجراءات.

CODE

الكود

20.2.2.5 Deformed nonprestressed longitudinal reinforcement resisting earthquake-induced moment, axial force, or both, in special moment frames, special structural walls, and all components of special structural walls including coupling beams and wall piers shall be in accordance with (a) or (b):

20.2.2.5 يجب أن يكون التسليح الطولي المحلزن الغير مسبقي الاجهاد المقاوم للزلازل الناتجة للزعم ، أو القوة المحورية ، أو كليهما ، في إطارات العزوم الخاصة ، جدران القص الخاصة ، وجميع مكونات جدران القص الخاصة بما في ذلك الكمرات المزدوجة وركائز الجدران وفقاً لـ (أ) أو (ب):

(a) **ASTM A706**, Grade 420

(b) **ASTM A615** Grade 280 reinforcement if (i) and (ii) are satisfied and ASTM A615 Grade 420 reinforcement if (i) through (iii) are satisfied.

(i) Actual yield strength based on mill tests does not exceed f_y by more than 125MPa

(ii) Ratio of the actual tensile strength to the actual yield strength is at least 1.25

(iii) Minimum elongation in 200 mm. shall be at least 14 percent for bar sizes No. 10 through No. 19, at least 12 percent for bar sizes No. 22 through No. 36, and at least 10 percent for bar sizes No. 43 and No. 57.

(أ) **ASTM A706**، التدرج 420

(ب) **ASTM A615** التسليح التدرج 280 إذا (1) و (2) هي مستوفية و **ASTM A615** التسليح لتدرج 420 إذا تم استيفاء (1) من خلال (3):

(1) لا تتجاوز مقاومة الخضوع الفعلية على أساس اختبارات المعمل أكثر من 125MPa

(2) نسبة مقاومة الشد الفعلية إلى مقاومة الخضوع الفعلية هي 1.25 على الأقل

(3) يجب أن يكون الحد الأدنى للاستطالة 200 mm على الأقل 14٪ بالنسبة لأحجام الاسياخ من 10 إلى رقم 19، وما لا يقل عن 12 في المائة بالنسبة لأحجام الاسياخ من 22 إلى 36، و 10 في المائة على الأقل لأحجام الاسياخ 43 و 57.

COMMENTARY

التعليق

R20.2.2.5 The requirement for the tensile strength to be greater than the yield strength of the reinforcement by a factor of 1.25 is based on the assumption that the capability of a structural member to develop inelastic rotation capacity is a function of the length of the yield region along the axis of the member. In interpreting experimental results, the length of the yield region has been related to the relative magnitudes of probable and yield moments (**ACI 352R**). According to this interpretation, the greater the ratio of probable-to-yield moment, the longer the yield region. Members with reinforcement not satisfying this condition can also develop inelastic rotation, but their behavior is *sufficiently* different to exclude them from direct consideration on the basis of rules derived from experience with members reinforced with strain-hardening steel. For **ASTM A615** Grade 420 deformed reinforcement, the requirements for minimum elongation were added to the 2014 Code. The required minimum elongations in 20.2.2.5 are the same as the values in **ASTM A706** for Grade 420 deformed reinforcement.

20-2-2-5 يستند اشتراط مقاومة الشد إلى أن تكون أكبر من مقاومة الخضوع في التسليح بمعامل مقداره 1.25 على افتراض أن قدرة عنصر أنشائي على تثبيت قدرة دوران غير مرنة هي دالة على طول منطقة الخضوع على طول محور العنصر. في تفسير النتائج التجريبية، كان طول منطقة الخضوع مرتبطاً بالمقاييس النسبية لعزوم الخضوع والاحتمال (**ACI 352R**). وفقاً لهذا التفسير، كلما زادت نسبة احتمال حدوث خضوع، زادت مدة منطقة الخضوع. يمكن للعناصر المسلحة الغير مستوفية لهذه الحالة أن يتطوروا أيضاً إلى دوران غير مرنة، ولكن سلوكهم يختلف بشكل كافٍ عن استبعادهم من الاعتبارات المباشرة على أساس القوانين المستمدة من الخبرة مع العناصر المدعمة بالفولاذ المقاوم للصدأ. بالنسبة لـ **ASTM A615** تدرج 420 تسليح محلزن، تم إضافة متطلبات الحد الأدنى من استطالة إلى كود 2014. الحد الأدنى للاستطالة في 20.2.2.5 هي نفس القيم الواردة في **ASTM A706** للتسليح المحلزن ذات التدرج 420.

CODE الكود

20.3—Prestressing strands, wires, and bars

20.3.1 Material properties

20.3 - كابلات وأسلاك وأسلاك مسبقة الإجهاد

20.3.1 خصائص المواد

20.3.1.1 Except as required in 20.3.1.3 for special moment frames and special structural walls, prestressing reinforcement shall conform to (a), (b), (c), or (d):

- (a) ASTM A416 – strand
- (b) ASTM A421 – wire
- (c) ASTM A421 – low-relaxation wire including Supplementary Requirement S1, “Low-Relaxation Wire and Relaxation Testing”
- (d) ASTM A722 – high-strength bar

20.3.1.1 باستثناء ما هو مطلوب في 20.3.1.3 في إطارات العزوم الخاصة وجدران القص الخاصة، يجب أن تتوافق تسليح الإجهاد المسبق مع (أ) أو (ب) أو (ج) أو (د):

- (أ) ASTM A416 - كابل
- (ب) ASTM A421 - سلك
- (ج) ASTM A421 - سلك منخفض الليونة بما في ذلك المتطلب الإضافي S1 ، "سلك منخفض الليونة واختبار الليونة"
- (د) ASTM A722 - سيخ عالي المقاومة

20.3.1.2 Prestressing strands, wires, and bars not listed in ASTM A416, A421, or A722 are permitted provided they conform to minimum requirements of these specifications and are shown by test or analysis not to impair the performance of the member.

20.3.1.2 يُسمح باستخدام الكابلات والأسلاك والأسلاك الغير مسبقة الإجهاد الغير موجودة في المواصفة ASTM A416 أو A421 أو A722 بشرط أن تتوافق مع الحد الأدنى لمتطلبات هذه المواصفات وأن يتم إظهارها عن طريق الاختبار أو التحليل بحيث لا تؤثر على أداء العنصر.

20.3.1.3 Prestressing reinforcement resisting earthquake induced moment, axial force, or both, in special moment frames, special structural walls, and all components of special structural walls including coupling beams and wall piers, cast using precast concrete shall comply with ASTM A416 or A722.

20.3.1.3 يجب أن يتوافق التسليح مسبق الإجهاد المقاوم للزلازل المنتجة للعزم أو القوة المحورية أو كليهما، في إطارات العزوم الخاصة وجدران القص الخاصة وجميع مكونات جدران القص الخاصة بما في ذلك الكمرات وركائز الجدران المصبوبة باستخدام الخرسانة مسبقة الصب مع ASTM A416 أو A722.

20.3.2 Design properties

20.3.2.1 Modulus of elasticity, E_p , for prestressing reinforcement shall be determined from tests or as reported by the manufacturer.

20.3.2 خصائص التصميم

20.3.2.1 يجب تحديد معامل المرونة ، E_p ، للتسليح مسبق الإجهاد من خلال الاختبارات أو وفقًا لما أبلغت عنه الجهة المصنعة.

COMMENTARY التعليق

R20.3—Prestressing strands, wires, and bars

R20.3.1 Material properties

R20.3 - كابلات وأسلاك وأسلاك مسبقة الإجهاد

R20.3.1 خصائص المواد

R20.3.1.1 Because low-relaxation prestressing reinforcement is addressed in a supplementary requirement to ASTM A421, which applies only if low-relaxation material is specified, the appropriate ASTM reference is listed as a separate entity.

R20.3.1.1 نظرًا لأنه يتم التعامل مع تسليح الإجهاد المسبق منخفض الليونة في متطلبات إضافية لـ ASTM A421 ، والتي تنطبق فقط في حالة تحديد مادة الليونة المنخفضة ، يتم إدراج المرجع ASTM المناسب ككيان منفصل.

R20.3.2 Design properties

R20.3.2.1 Default values of E_p between 197000 and 200000 MPa are commonly used for design purposes. More accurate values based on tests or the manufacturer's reports may be needed for elongation checks during stressing.

R20.3.2 خصائص التصميم

تُستخدم القيم الافتراضية لـ E_p بين 197000 و 200000 MPa بشكل عام لأغراض التصميم. قد تكون هناك حاجة إلى قيم أكثر دقة استنادًا إلى الاختبارات أو تقارير الشركة الصانعة لفحوص الاستطالة أثناء الأجهاد.

CODE الكود

20.3.2.2 Tensile strength, f_{pu} , shall be based on the specified grade or type of prestressing reinforcement and shall not exceed the values given in Table 20.3.2.2.

20.3.2.2 يجب أن تستند مقاومة الشد، f_{pu} ، على تدرج أو نوع محدد من تسليح الإجهاد المسبق ويجب ألا تتجاوز القيم الواردة في الجدول 20.3.2.2.

Table 20.3.2.2—Prestressing strands, wires, and bars

جدول 20.3.2.2 - كابلات وأسلاك وأسياخ مسبقة الإجهاد

Table 20.3.2.2—Prestressing strands, wires, and bars

Type	Maximum value of f_{pu} permitted for design calculations, MPa	Applicable ASTM Specification
Strand (stress-relieved and low-relaxation)	1860	A416M
Wire (stress-relieved and low-relaxation)	1725	A421M A421M, including Supplementary Requirement S1 "Low-Relaxation Wire and Relaxation Testing"
High-strength bar	1035	A722M

Activ
Go to

20.3.2.3 Stress in bonded prestressed reinforcement at nominal flexural strength, f_{ps}

20.3.2.3 الإجهاد في التسليح المترابط مسبق الإجهاد في مقاومة الانحناء الاسمية، f_{ps}

20.3.2.3.1 As an alternative to a more accurate calculation of f_{ps} based on strain compatibility, values of f_{ps} calculated in accordance with Eq. (20.3.2.3.1) shall be permitted for members with bonded prestressed reinforcement if all prestressed reinforcement is in the tension zone and $f_{se} \geq 0.5f_{pu}$.

20.3.2.3.1 كبديل للحساب الأكثر دقة لـ f_{ps} على أساس توافق الانفعال، يتم حساب قيم f_{ps} وفقاً لمعادلة (20.3.2.3.1) يجب أن يسمح للعناصر مع التسليح مسبق الإجهاد المترابط إذا كانت جميع تسليح الإجهاد المسبق في منطقة الشد و $f_{se} \geq 0.5f_{pu}$.

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{\rho_p} \frac{f_y}{f'_c} (\rho - \rho') \right] \right\} \quad (20.3.2.3.1)$$

where γ_p is in accordance with Table 20.3.2.3.1. If compression reinforcement is considered for the calculation of f_{ps} by Eq. (20.3.2.3.1), (a) and (b) shall be satisfied.

حيث γ_p يتوافق مع الجدول 20.3.2.3.1. إذا تم اعتبار تسليح الضغط لحساب f_{ps} بواسطة المعادلة (20.3.2.3.1)، (أ) و (ب) يجب أن تكون مستوفية.

COMMENTARY التعليق

R20.3.2.2 ASTM A416 specifies two grades of strand tensile strength: 1725 and 1860 MPa. ASTM A421 specifies tensile strengths of 1620, 1655, and 1725 MPa, depending on the diameter and type of wire. For the most common diameter, 6 mm., ASTM A421 specifies a tensile strength of 1655 MPa.

R20.3.2.2 تحدد ASTM A416 تدرجين من مقاومة الشد للكابل: 1725 و 1860 MPa. تحدد المواصفة ASTM A421 مستويات مقاومة الشد تبلغ 1620، 1655، و 1725 MPa، حسب قطر ونوع الأسلاك. بالنسبة للقطر الأكثر شيوعاً، 6 mm، يحدد ASTM A421 قوة شد تبلغ 1655 MPa.

R20.3.2.3 Stress in bonded prestressed reinforcement at nominal flexural strength, f_{ps}

R20.3.2.3 الإجهاد في التسليح المترابط مسبق الإجهاد في مقاومة الانحناء الاسمية، f_{ps}

R20.3.2.3.1 Use of Eq. (20.3.2.3.1) may underestimate the strength of beams with high percentages of reinforcement and, for more accurate evaluations of their strength, the strain compatibility and equilibrium method should be used. If part of the prestressed reinforcement is in the compression zone, a strain compatibility and equilibrium method should be used. The γ_p term in Eq. (20.3.2.3.1) and Table 20.3.2.3.1 reflects the influence of different types of prestressing reinforcement on the value of f_{ps} . Table R20.3.2.3.1 shows prestressed reinforcement type and the associated ratio ρ_y/f_{pu} .

R20.3.2.3.1 استخدام المعادلة (20.3.2.3.1) قد يقلل من مقاومة الكمرات مع نسب عالية من التسليح، ومن أجل تقييم أكثر دقة لمقاومتها، يجب استخدام طريقة الانفعال المناسب والمتوازن. إذا كان جزء من التسليح مسبق الإجهاد في منطقة الضغط، فيجب استخدام طريقة الانفعال المناسب والمتوازن. مصطلح γ_p في المعادلة (20.3.2.3.1) والجدول 20.3.2.3.1 يعكس تفاوت أنواع مختلفة من التسليح مسبق الإجهاد على قيم f_{ps} . ويبين الجدول R20.3.2.3.1 نوع التسليح مسبق الإجهاد ونسبة ρ_y / f_{pu} المرتبطة بها.

CODE

الكود

- (a) If d' exceeds $0.15d_p$, the compression reinforcement shall be neglected in Eq. (20.3.2.3.1).
(b) If compression reinforcement is included in Eq (20.3.2.3.1), the term shall not be taken less than 0.17.

(أ) إذا تجاوز d' ، $0.15d_p$ يجب إهمال تسليح الضغط في المعادلة (20.3.2.3.1)
(ب) إذا تم إدخال تسليح الضغط في المعادلة (20.3.2.3.1)، فإن المصطلح لا يجوز اتخاذ أقل من 0.17.

$$\left[\rho_p \frac{f_{ps}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \frac{f_y}{f'_c} (\rho - \rho') \right]$$

Table 20.3.2.3.1—Values of γ_p for use in Eq. (20.3.2.3.1)

الجدول 20.3.2.3.1 - قيم γ_p للاستخدام في المعادلة (20.3.2.3.1)

f_{ps}/f_{pu}	γ_p
≥ 0.80	0.55
≥ 0.85	0.40
≥ 0.90	0.28

20.3.2.3.2 For pretensioned strands, the strand design stress at sections of members located within ℓ_d from the free end of strand shall not exceed that calculated in accordance with 25.4.8.3.

20.3.2.3.2 بالنسبة للكابلات مسبقة الشد، يجب ألا يتجاوز الأجهاد التصميمي للكابل في مقاطع العناصر الواقعة ضمن ℓ_d من الطرف الحر للكابل المحسوب وفقاً لـ 25.4.8.3.

20.3.2.4 Stress in unbonded prestressed reinforcement at nominal flexural strength, f_{ps}

20.3.2.4 الإجهاد في التسليح الغير مرتبط مسبق الأجهاد في مقاومة الانحناء الاسمية، f_{ps}

COMMENTARY

التعليق

R20.3.2.3.1(a) If d' is large, the strain in compression reinforcement can be considerably less than its yield strain. In such a case, the compression reinforcement does not influence f_{ps} as favorably as implied by Eq. (20.3.2.3.1). For this reason, if d' exceeds $0.15d_p$, Eq. (20.3.2.3.1) is applicable only if the compression reinforcement is neglected.

R20.3.2.3.1(a) إذا كانت d' كبيرة، فإن الانفعال في تسليح الضغط يمكن أن يكون أقل بكثير من أنفعال الخضوع. في مثل هذه الحالة، لا يؤثر تسليح الضغط f_{ps} بشكل إيجابي كما هو موضح بالمعادلة (20.3.2.3.1). لهذا السبب، إذا تجاوز d' ، $0.15d_p$ ، المعادلة (20.3.2.3.1) قابلة للتطبيق فقط إذا تم إهمال تسليح الضغط.

R20.3.2.3.1(b) The ρ' term in Eq. (20.3.2.3.1) reflects the increased value of f_{ps} obtained when compression reinforcement is provided in a beam with a large reinforcement index. If the term $[\rho_p(f_{ps}/f'_c) + (d/d_p)(f_y/f'_c)(\rho - \rho')]$ is small, the neutral axis depth is small, the compressive reinforcement does not develop its yield strength, and Eq. (20.3.2.3.1) becomes unconservative. For this reason, the term $[\rho_p(f_{ps}/f'_c) + (d/d_p)(f_y/f'_c)(\rho - \rho')]$ may not be taken less than 0.17 if compression reinforcement is taken into account when calculating f_{ps} . The compression reinforcement may be conservatively neglected when using Eq. (20.3.2.3.1) by taking ρ' as zero, in which case the term $[\rho_p(f_{ps}/f'_c) + (d/d_p)(f_y/f'_c)(\rho)]$ may be less than 0.17 and an acceptable value of f_{ps} is obtained.

R20.3.2.3.1 (ب) مصطلح ρ' في المعادلة (20.3.2.3.1) يعيد زيادة قيمة f_{ps} التي تم الحصول عليها عند تسليح الضغط s في الكمرات مع مؤشر تسليح كبير. إذا كان المصطلح $[\rho_p(f_{ps}/f'_c) + (d/d_p)(f_y/f'_c)(\rho - \rho')]$ صغيراً، فإن عمق المحور المحايد يكون صغيراً، فإن تسليح الضغط لا يطور مقاومة الخضوع، والمعادلة (20.3.2.3.1) تصبح غير معادلة. لهذا السبب، قد لا يؤخذ المصطلح $[\rho_p(f_{ps}/f'_c) + (d/d_p)(f_y/f'_c)(\rho - \rho')]$ أقل من 0.17 إذا تم أخذ تسليح الضغط في الاعتبار عند حساب f_{ps} . قد يتم إهمال تسليح الضغط بشكل معدل عند استخدام المعادلة (20.3.2.3.1) بواسطة أخذ ρ' صفراً، وفي هذه الحالة قد يكون المصطلح $[\rho_p(f_{ps}/f'_c) + (d/d_p)(f_y/f'_c)(\rho)]$ أقل من 0.17 ويتم الحصول على قيمة مقبولة من f_{ps} .

Table 20.3.2.3.1—Ratio of f_{py}/f_{pu} associated with reinforcement type

الجدول 20.3.2.3.1- نسبة f_{py}/f_{pu} المرتبطة بنوع التسليح

Prestressed reinforcement type		f_{py}/f_{pu}
High-strength pre-stressing bars	ASTM A722 Type I (Plain)	≥ 0.85
	ASTM A722 Type II (Deformed)	≥ 0.80
Stress-relieved strand and wire	ASTM A416 ASTM A421	≥ 0.85
Low-relaxation strand and wire	ASTM A416 ASTM A421	≥ 0.90

R20.3.2.4 Stress in unbonded prestressed reinforcement at nominal flexural strength, f_{ps}

R20.3.2.4 الإجهاد في التسليح الغير مرتبط مسبق الأجهاد في مقاومة الانحناء الاسمية، f_{ps}

CODE

الكود

20.3.2.4.1 As an alternative to a more accurate calculation of f_{ps} , values of f_{ps} calculated in accordance with Table 20.3.2.4.1 shall be permitted for members prestressed with unbonded tendons if $f_{se} \geq 0.5 f_{pu}$.

20.3.2.4.1 كبدل للحساب الأكثر دقة f_{ps} ، يتم السماح بقيم f_{ps} المحسوبة وفقاً للجدول 20.3.2.4.1 للعناصر مسبقة الإجهاد من خلال الكابلات الغير مترابطة إذا كان $f_{se} \geq 0.5 f_{pu}$.

Table **20.3.2.4.1**—Approximate values of f_{ps} at nominal flexural strength for unbonded tendons

الجدول 20.3.2.4.1 - القيم التقريبية (f_{ps}) عند مقاومة الانحناء الاسمية لكابلات الشد الغير مترابطة

Table 20.3.2.4.1—Approximate values of f_{ps} at nominal flexural strength for unbonded tendons

ℓ_n/h		f_{ps}
≤ 35	The least of:	$f_{se} + 70 + f_c'/(100p_p)$
		$f_{se} + 420$
		f_{py}
> 35	The least of:	$f_{se} + 70 + f_c'/(300p_p)$
		$f_{se} + 210$
		f_{py}

20.3.2.5 Permissible tensile stresses in prestressed reinforcement

20.3.2.5 أجهادات الشد المسموحة في التسليح مسبق الإجهاد

20.3.2.5.1 The tensile stress in prestressed reinforcement shall not exceed the limits in Table 20.3.2.5.1.

20.3.2.5.1 يجب ألا يتجاوز إجهاد الشد في التسليح مسبق الإجهاد الحدود الواردة في الجدول 20.3.2.5.1.

Table **20.3.2.5.1**—Maximum permissible tensile stresses in prestressed reinforcement

الجدول 20.3.2.5.1 - الحد الأقصى من إجهاد الشد المسموح به في التسليح مسبق الإجهاد

Stage	Location	Maximum tensile stress
During stressing	At jacking end	Least of:
		$0.94 f_{py}$
		$0.80 f_{pu}$
Immediately after force transfer	At post-tensioning anchorage devices and couplers	$0.70 f_{pu}$

COMMENTARY

التعليق

R20.3.2.4.1 The term $[f_{se} + 70 + f_c'/(300p_p)]$ reflects results of tests on members with unbonded tendons and span-to-depth ratios greater than 35 (one-way slabs, flat plates, and flat slabs) (Mojtahedi and Gamble 1978). These tests also indicate that the term $[f_{se} + 70 + f_c'/(100p_p)]$, formerly used for all span-depth ratios, overestimates the amount of stress increase in such members. Although these same tests indicate that the moment strength of those shallow members designed using $[f_{se} + 70 + f_c'/(100p_p)]$ meets the factored load strength requirements, this reflects the effect of the Code requirements for minimum bonded reinforcement as well as the limitation on concrete tensile stress that often control the amount of prestressing force provided.

R20.3.2.4.1 مصطلح $[f_{se} + 70 + f_c'/(300p_p)]$ إعادة نتائج الاختبارات على عناصر مع كابلات الغير مرتبطة ونسب الطول الى العمق أكبر من 35 (البلاطة في اتجاه واحد، والبلاطات المسطحة بجميع أنواعها) (Mojtahedi and Gamble 1978). كما تشير هذه الاختبارات إلى أن $[f_{se} + 70 + f_c'/(100p_p)]$ ، المستخدم سابقاً لجميع نسب الطول الى العمق ، يبالغ في تقدير مقدار زيادة الإجهاد لدى هؤلاء العناصر. على الرغم من أن هذه الاختبارات نفسها تشير إلى أن مقاومة العزوم لتلك العناصر السطحية المصممة باستخدام $[f_{se} + 70 + f_c'/(100p_p)]$ تفي بمتطلبات مقاومة الحمل المصعد، فإن هذا يعيد تأثير متطلبات الكود للحصول على الحد الأدنى من التسليح المترابط وكذلك الحد من أجهاد الشد للخرسانة التي غالباً ما تتحكم في كمية قوة الإجهاد المسبق المتوفرة.

R20.3.2.5 Permissible tensile stresses in prestressed reinforcement

R20.3.2.5 أجهادات الشد المسموحة في التسليح مسبق الإجهاد

R20.3.2.5.1 Because of the high yield strength of lowrelaxation strand and wire meeting the requirements of ASTM A416 and A421 including Supplementary Requirement S1 "Low-Relaxation Wire and Relaxation Testing," it is appropriate to specify permissible stresses in terms of specified minimum ASTM yield strength along with the specified minimum ASTM tensile strength. Because of the higher allowable initial prestressing steel stresses permitted since the 1983 Code, final stresses can be greater. For structures subject to corrosive conditions or repeated loadings, consideration should be given to limiting the final stress.

R20.3.2.5.1 بسبب مقاومة الخضوع العالية لكابل منخفض الليونة والأسلاك التي تفي بمتطلبات ASTM A416 و A421 بما في ذلك المتطلب الإضافي S1 "أسلاك منخفضة الليونة واختبار الليونة"، من المناسب تحديد الإجهادات المسموح بها من حيث الحد الأدنى المحدد ASTM مقاومة الخضوع جنباً إلى جنب مع الحد الأدنى من مقاومة الشد المحددة. بسبب الإجهادات المبدئية العالية المسبقة الإجهاد المسموح بها منذ كود 1983، يمكن أن تكون الإجهادات النهائية أكبر. بالنسبة للمنشآت المعرضة لظروف تآكل أو عمليات تحميل متكررة، ينبغي النظر في الحد من الإجهادات النهائية.

CODE

الكود

20.3.2.6 Prestress losses

20.3.2.6.1 Prestress losses shall be considered in the calculation of the effective tensile stress in the prestressed reinforcement, f_{se} , and shall include (a) through (f):

- (a) Prestressed reinforcement seating at transfer
- (b) Elastic shortening of concrete
- (c) Creep of concrete
- (d) Shrinkage of concrete
- (e) Relaxation of prestressed reinforcement
- (f) Friction loss due to intended or unintended curvature in post-tensioning tendons

20.3.2.6 فواقد الإجهاد المسبق

20.3.2.6.1 تؤخذ في الاعتبار فواقد الإجهاد المسبق عند حساب إجهاد الشد الفعال في التسليح مسبق الإجهاد، f_{se} ، وتشمل (أ) خلال (و):
(أ) كراسي تسليح الإجهاد المسبق عند النقل
(ب) تقصير المرونة للخرسانة
(ج) زحف الخرسانة
(د) انكماش الخرسانة
(هـ) الليونة لتسليح الإجهاد المسبق
(و) فواقد الاحتكاك بسبب الانحناء المقصود أو غير المقصود في كابلات لاحقة الشد

20.3.2.6.2 Calculated friction loss in post-tensioning tendons shall be based on experimentally determined wobble and curvature friction coefficients.

20.3.2.6.2 يجب أن تستند فواقد الاحتكاك المحسوبة في كابلات لاحقة الشد على معاملات الاحتكاك المتعرجة تجريبياً ومعاملات الانحناء.

20.3.2.6.3 Where loss of prestress in a member is anticipated due to connection of the member to adjoining construction, such loss of prestress shall be included in design calculations.

20.3.2.6.3 عندما يكون فواقد الإجهاد المسبق في العنصر متوقعاً بسبب اتصال العنصر بمنشأ مجاور، يتم إدخال فواقد الإجهاد المسبق في الحسابات التصميمية.

COMMENTARY

التعليق

R20.3.2.6 Prestress losses

R20.3.2.6.1 For an explanation of how to calculate prestress losses, see Joint ACI-ASCE Committee 423 (1958), ACI 435R, PCI Committee on Prestress Losses (1975), and Zia et al. (1979). Reasonably accurate estimates of prestress losses can be calculated in accordance with the recommendations in Zia et al. (1979), which include consideration of initial stress level (0.7fpu or higher), type of steel (stress relieved or low-relaxation wire, strand, or bar), exposure conditions, and type of construction (pretensioned, onded post-tensioned, or unbonded post-ensioned). Actual losses, greater or smaller than the calculated values, have little effect on the design strength of the member, but affect service load behavior (deflections, camber, cracking load) and connections. At service loads, overestimation of prestress losses can be almost as detrimental as underestimation because the former can result in excessive camber and horizontal movement.

R20.3.2.6 فواقد الإجهاد المسبق

R20.3.2.6.1 للحصول على شرح لكيفية حساب فواقد الإجهاد المسبق، راجع اللجنة المشتركة بين اللجنة 423 ACI-ASCE (1958) ، و ACI 435R ، ولجنة PCI بشأن فواقد الإجهاد المسبق (1975) ، و Zia et al. (1979). يمكن حساب التقديرات الدقيقة المعقولة لفواقد الإجهاد المسبق وفقاً للتوصيات الواردة في Zia et al. (1979)، والتي تشمل النظر في مستوى الإجهاد الأولي (0.7fpu أو أكثر)، ونوع الحديد (أسلاك الكابل، أو السليخ منخفضة الإجهاد أو منخفضة الليونة)، ظروف التعرض، ونوع البناء (مسبق الشد، لاحق الشد المترابط، أو لاحق الشد الغير مترابط). الفواقد الفعلية، أكبر أو أصغر من القيم المحسوبة، يكون لها تأثير ضئيل على المقاومة التصميمية للعنصر، ولكن تؤثر على سلوك الحمولة في الخدمة (التشوهات، الانعطاف، الحمل المتشقق) والوصلات. في أحمال الخدمة، يمكن أن يكون المبالغة في تقدير الفواقد للإجهاد المسبق أقل ضرراً من سوء التقدير نظراً لأن الأول قد يؤدي إلى زيادة الانعطاف والحركة الأفقية.

R20.3.2.6.2 Estimation of friction losses in post-tensioned tendons is addressed in PTI TAB.1. Values of the wobble and curvature friction coefficients to be used for the particular types of prestressing reinforcement and particular types of ducts should be obtained from the manufacturers of the tendons. An unrealistically low estimate of the friction loss can lead to improper camber, or potential deflection, of the member and inadequate prestress. Overestimation of the friction may result in extra prestressing force. This could lead to excessive camber and excessive shortening of a member. If the friction factors are determined to be less than those assumed in the design, the tendon stressing should be adjusted to provide only that prestressing force in the critical portions of the structure required by the design. When safety or serviceability of the structure may be involved, the acceptable range of prestressing reinforcement jacking forces or other limiting requirements should either be given or approved by the licensed design professional in conformance with the permissible stresses of 20.3.2.5 and 24.5.

CODE
الكود

COMMENTARY
التعليق

A R.2.2.3.20 يتم استخدام تقدير فوافد الاحتكاك في كابلات لاحقة الشد في **PTI** **TAB.1**. يجب أن يتم الحصول على قيم معاملات الاحتكاك المتعرج والمنحني المستخدم في أنواع معينة من تسليح الإجهاد المسبق وأنواع معينة من الأنابيب من مصنعي الكابلات. يمكن أن يؤدي تقدير منخفض غير واقعي لفوافد الاحتكاك إلى وجود تحذب غير مناسب، أو احتمال حدوث تشوه في العنصر وعدم كفاية الإجهاد المسبق. قد يؤدي المبالغة في تقدير الاحتكاك إلى زيادة قوة الإجهاد المسبق. هذا يمكن أن يؤدي إلى تحذب زائد وتقصير زائد في العنصر. إذا تم تحديد معاملات الاحتكاك لتكون أقل من تلك المفترضة في التصميم، يجب ضبط أجهاد الكابلات لتوفير فقط قوة الإجهاد المسبق في الأجزاء الحرجة من المنشأ التي يتطلبها التصميم. عندما تكون السلامة أو قابلية الخدمة للمنشأ مشتملاً، فإن المجال المقبول لقوى رفع تسليح الإجهاد المسبق أو متطلبات تقييد أخرى يجب أن يتم إعطاؤه أو اعتماده من قبل محترف التصميم المرخص طبقاً للأجهادات المسموح بها والمتوافقة مع 20.3.2.5 و 24.5.

CODE

الكود

20.4—Structural steel, pipe, and tubing for composite columns

20.4 - الحديد الإنشائي، والمواسير، والأنابيب للأعمدة المركبة

20.4.1 Material properties

20.4.1 خصائص المواد

20.4.1.1 Structural steel other than steel pipe or tubing used in composite columns shall conform to (a), (b), (c), (d), or (e):

- (a) **ASTM A36** – carbon steel
- (b) **ASTM A242** – high-strength low-alloy steel
- (c) **ASTM A572** – high-strength, low-alloy, columbium vanadium steel
- (d) **ASTM A588** – high-strength, low-alloy, 50 ksi steel
- (e) **ASTM A992** – structural shapes

20.4.1.1 يجب أن يتوافق الحديد الإنشائي غير المواسير الفولاذية أو الأنابيب المستخدمة في الأعمدة المركبة مع (أ) أو (ب) أو (ج) أو (د) أو (هـ):

- (أ) **ASTM A36** - الحديد الكربوني
- (ب) **ASTM A242** - حديد سبيكة منخفضة ذو مقاومة عالية
- (ج) **ASTM A572** - حديد الكامبيوم فاناديوم ذو المقاومة العالية سبيكة منخفضة
- (د) **ASTM A588** - حديد ذو مقاومة عالية، سبيكة منخفضة، 50 ksi
- (هـ) **ASTM A992** - الأشكال الإنشائية

20.4.1.2 Steel pipe or tubing used in composite columns to encase a concrete core shall conform to (a), (b), (c), or (d):

- (a) **ASTM A53** Grade B – black steel, hot-dipped, zinc-coated
- (b) **ASTM A500** – cold-formed, welded, seamless
- (c) **ASTM A501** – hot-formed, welded, seamless
- (d) **ASTM A1085** – cold-formed, welded

20.4.1.2 يجب أن تكون المواسير أو الأنابيب الفولاذية المستخدمة في الأعمدة المركبة لتغليف نواة خرسانية مطابقة لـ (أ) أو (ب) أو (ج) أو (د):

- (أ) **ASTM A53** التدرج B- الحديد الأسود، منخفض السخونة، المغلفة بالزنك
- (ب) **ASTM A500** - مشكلة على البارد، ملحومة، غير ملحومة
- (ج) **ASTM A501** - مشكلة على الساخن، الملحومة، غير ملحومة
- (د) **ASTM A1085** - مشكلة على البارد، ملحومة

20.4.2 Design properties

20.4.2.1 For structural steel in composite columns, maximum value of f_y shall be in accordance with the appropriate ASTM standards in 20.4.1.

20.4.2 خصائص التصميم

20.4.2.1 بالنسبة للفولاذ الإنشائي في الأعمدة المركبة، يجب أن تكون القيمة القصوى f_y وفقاً للمعايير ASTM المناسبة في 20.4.1.

20.4.2.2 For structural steel used in composite columns with a structural steel core, value of f_y shall not exceed 350 MPa.

20.4.2.2 بالنسبة للفولاذ الإنشائي المستخدم في الأعمدة المركبة مع نواة فولاذية إنشائية، يجب ألا تتجاوز قيمة f_y 350 MPa.

COMMENTARY

التعليق

R20.4—Structural steel, pipe, and tubing for composite columns

20.4 - الحديد الإنشائي، والمواسير، والأنابيب للأعمدة المركبة

R20.4.2 Design properties

خصائص التصميم R20.4.2

R20.4.2.2 The design yield strength of the steel core should be limited to that which would not generate spalling of the concrete. It has been assumed that axially compressed concrete will not spall at strains less than 0.0018. The yields strength of 0.0018×200000 , or 360 MPa, represents an upper limit of the useful maximum steel stress.

R20.4 - الحديد الإنشائي، والمواسير، والأنابيب للأعمدة المركبة

R20.4.2.2 يجب أن تقتصر مقاومة الخضوع التصميمية للنواة الفولاذية على تلك التي لن تولد تشقق الخرسانة. لقد افترضنا أن الخرسانة المضغوطة محورياً لن تتلاشى عند انفعالات أقل من 0.0018. تمثل مقاومة الخضوع 0.0018×200000 ، أو 360 MPa، الحد الأعلى من أقصى إجهاد فولاذي مفيد.

CODE الكود

20.5—Headed shear stud reinforcement

20.5.1 Headed shear stud reinforcement and stud assemblies shall conform to **ASTM A1044**.

20.5 - تسليح القص بمسامير ذات رأس

20.5.1 يجب أن تكون تسليح القص بمسامير ذات رأس وتجميعات المسامير مطابقة للمواصفة **ASTM A1044**.

COMMENTARY التعليق

R20.5—Headed shear stud reinforcement

R20.5.1 The configuration of the studs for headed shear stud reinforcement differs from the configuration of the headed-type shear studs prescribed in Section 7 of **AWS D1.1 (2010)** and referenced for use in **Chapter 17** of this Code (Fig. R20.5.1). Ratios of the head to shank cross-sectional areas of the **AWS D1.1** studs range from approximately 2.5 to 4. In contrast, **ASTM A1044** requires the area of the head of headed shear stud reinforcement to be at least 10 times the area of the shank. Thus, the **AWS D1.1** headed stud is not suitable for use as headed shear stud reinforcement. The base rail, where provided, anchors one end of the studs; **ASTM A1044** specifies material width and thickness of the base rail that are sufficient to provide the required anchorage without yielding for stud shank diameters of 9.5, 12.7, 15.9, and 19 mm. In **ASTM A1044**, the minimum specified yield strength of headed shear studs is 350MPa.

R20.5 - تسليح القص بمسامير ذات رأس

R20.5.1 تكوينات تسليح القص بمسامير ذات رأس يختلف عن تكوينات مسامير القص ذات الرأس الموصوفة في القسم 7 من **AWS D1.1 (2010)** والمشار إليها للاستخدام في الفصل 17 من هذا الكود (الشكل. R20.5.1). تتراوح نسب الرأس إلى مساحة المقطع العرضي لمقبض المسامير **AWS D1.1** من حوالي 2.5 إلى 4. وعلى خلاف من ذلك، تتطلب **ASTM A1044** أن تكون مساحة رأس مسامير القص على الأقل 10 أضعاف مساحة المقبض. وبالتالي، فإن المسامير ذات الرأس **AWS D1.1** لا تصلح للاستخدام كتسليح للقص بمسامير ذات الرأس. قاعدة السيخ، حيث يتم توفيرها، تثبت نهاية أحد المسامير. تحدد **ASTM A1044** عرض المادة وسمكها لقاعدة السيخ التي تكفي لتوفير التثبيت المطلوب دون الخضوع على أقطار مقبض المسامير تبلغ 9.5، 12.7، 15.9، و 19 mm في **ASTM A1044**، الحد الأدنى لمقاومة الخضوع المحددة لمسامير القص ذات الرأس 350MPa.

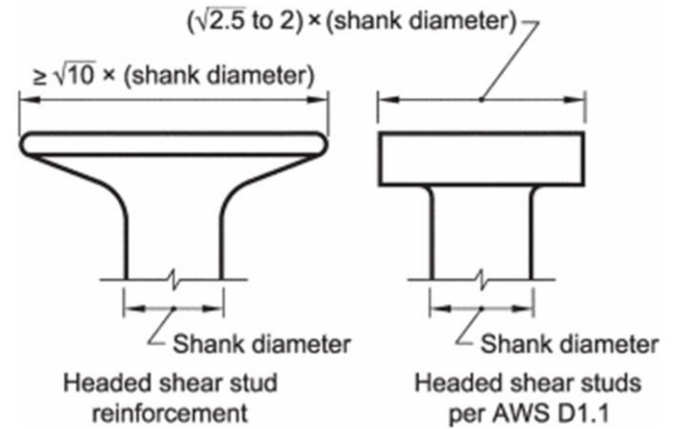


Fig. R20.5.1—Configurations of stud heads.

التين. R20.5.1 - تكوينات رؤوس المسامير.

CODE

الكود

20.6—Provisions for durability of steel reinforcement

20.6.1 Specified concrete cover

20.6.1.1 Unless the general building code requires a greater concrete cover for fire protection, the minimum specified concrete cover shall be in accordance with 20.6.1.2 through 20.6.1.4.

20.6 - أحكام لمتانة حديد التسليح

20.6.1 غطاء خرساني محدد

20.6.1.1 ما لم يتطلب كود البناء الموحد غطاءً خرسانيًا أكبر للحماية من الحريق، يجب أن يكون الحد الأدنى للغطاء الخرساني المحدد وفقًا لما هو 20.6.1.2 حتى 20.6.1.4.

COMMENTARY

التعليق

R20.6—Provisions for durability of steel reinforcement

R20.6.1 Specified concrete cover—This section addresses concrete cover over reinforcement and does not include requirements for concrete cover over embedment such as pipes, conduits, and fittings, which are addressed in 20.7.5.

R20.6 - أحكام لمتانة حديد التسليح

R20.6.1 غطاء خرساني محدد - يتناول هذا المقطع الغطاء الخرساني على التسليح ولا يشمل متطلبات التغطية الخرسانية على عمليات الغرس مثل المواسير والقنوات والتوصيلات ، والتي يتم تناولها في 20.7.5.

R20.6.1.1 Concrete cover as protection of reinforcement from weather and other effects is measured from the concrete surface to the outermost surface of the reinforcement to which the cover requirement applies. Where concrete cover is prescribed for a class of structural members, it is measured to the outer edge of stirrups, ties, or spirals if transverse reinforcement encloses main bars; to the outermost layer of bars if more than one layer is used without stirrups or ties; to the metal end fitting or duct of post-tensioning tendons; or to the outermost part of the head on headed bars. The condition “exposed to weather or in contact with ground” refers to direct exposure to moisture changes and not just to temperature changes. Slab soffits are not usually considered directly exposed unless subject to alternate wetting and drying, including that due to condensation conditions or direct leakage from exposed top surface, run off, or similar effects. Alternative methods of protecting the reinforcement from weather may be provided if they are equivalent to the additional concrete cover required by the Code. When approved by the building official under the provisions of 1.10, reinforcement with alternative protection from weather may not have concrete cover less than the cover required for reinforcement not exposed to weather. Development length provisions given in Chapter 25 are a function of cover over the reinforcement. To meet requirements for development length, it may be necessary to use cover greater than the minimums specified in 20.6.1.

R20.6.1.1 يقاس الغطاء الخرساني كحماية للتسليح من الطقس والآثار الأخرى من سطح الخرسانة إلى أسطح الجزء الخارجي للتسليح الذي ينطبق عليه مطلب الغطاء. عندما يتم وصف التغطية الخرسانية لفئة من العناصر الإنشائية، يتم قياسها إلى الحافة الخارجية من الكانات، أو الروابط، أو الكانات الحلزونية إذا كان التسليح العرضي يحتوي الأسياخ الرئيسية؛ إلى الطبقة الخارجية من الأسياخ إذا تم استخدام أكثر من طبقة واحدة دون كانات أو روابط؛ إلى نهاية المعدن بالتوصيل أو بالأنبوب لكابلات لاحقة الشد؛ أو إلى الجزء الخارجي من الرأس على سيخ ذات رأس. يشير مصطلح "تعرض الطقس أو ملامسته للأرض" إلى التعرض المباشر لتغيرات الرطوبة وليس فقط إلى تغيرات درجة الحرارة. لا تعتبر فتحات البلاطة عادة معرضة بشكل مباشر إلا إذا خضعت للترطيب والتجفيف البديل، بما في ذلك بسبب ظروف التكثيف أو التسرب المباشر من السطح العلوي المكشوف أو الجريان أو التأثيرات المماثلة. يمكن توفير طرق بديلة لحماية التسليح من الطقس إذا كانت مكافئة للغطاء الخرساني الإضافي الذي يتطلبه الكود. عند الموافقة عليها من قبل مسؤول البناء بموجب أحكام 1.10، قد لا يكون للتسليح حماية بديلة من الطقس غطاء خرساني أقل من الغطاء المطلوب للتسليح غير المعرض للطقس. أحكام طول التثبيت الواردة في الفصل 25 هي وظيفة الغطاء على التسليح. لتلبية متطلبات طول التثبيت، قد يكون من الضروري استخدام غطاء أكبر من الحد الأدنى المحدد في 20.6.1.

CODE

الكود

20.6.1.2 It shall be permitted to consider concrete floor finishes as part of required cover for nonstructural purposes.

20.6.1.2 يجب أن يؤخذ بعين الاعتبار نهايات السطح الخرساني كجزء من الغطاء المطلوب للأغراض الغير أنشائية.

20.6.1.3 Specified concrete cover requirements

20.6.1.3.1 Nonprestressed cast-in-place concrete members shall have specified concrete cover for reinforcement at least that given in Table 20.6.1.3.1.

20.6.1.3 متطلبات الغطاء الخرساني المحدد

20.6.1.3.1 يجب أن يكون للعناصر الخرسانية المصبوبة في الموقع الغير مسبقة الاجهاد غطاء خرساني محدد للتسليح على الأقل كما هو مذكور في الجدول 20.6.1.3.1.

Table **20.6.1.3.1**—Specified concrete cover for cast-in-place nonprestressed concrete members

الجدول 20.6.1.3.1 - غطاء خرساني محدد للعناصر الخرسانية المصبوبة في الموقع الغير مسبقة الاجهاد

Table 20.6.1.3.1—Specified concrete cover for cast-in-place nonprestressed concrete members

Concrete exposure	Member	Reinforcement	Specified cover, mm
Cast against and permanently in contact with ground	All	All	75
Exposed to weather or in contact with ground	All	No. 19 through No. 57 bars	50
		No. 16 bar, MW200 or MD200 wire, and smaller	40
Not exposed to weather or in contact with ground	Slabs, joists, and walls	No. 43 and No. 57 bars	40
		No. 36 bar and smaller	20
	Beams, columns, pedestals, and tension ties	Primary reinforcement, stirrups, ties, spirals, and hoops	40

20.6.1.3.2 Cast-in-place prestressed concrete members shall have specified concrete cover for reinforcement, ducts, and end fittings at least that given in Table 20.6.1.3.2.

20.6.1.3.2 يجب أن يكون للعناصر الخرسانية المصبوبة في الموقع مسبقة الاجهاد غطاء خرساني محدد للتسليح والأتابيب والتركيبات النهائية على الأقل في الجدول 20.6.1.3.2.

COMMENTARY

التعليق

R20.6.1.2 Concrete floor finishes may be considered for nonstructural purposes such as cover for reinforcement and fire protection. Provisions should be made, however, to ensure that the concrete finish will not spall off, thus resulting in decreased cover. Furthermore, considerations for development of reinforcement require minimum monolithic concrete cover in accordance with 20.6.1.3.

R20.6.1.2 يمكن النظر إلى نهايات السطح الخرساني لأغراض غير إنشائية مثل غطاء التسليح والحماية من الحريق. ومع ذلك، يجب عمل أحكام للتأكد من أن السطح النهائي الخرساني لن يتشقق، مما يؤدي إلى انخفاض الغطاء. وعلاوة على ذلك، فإن اعتبارات تثبيت التسليح تتطلب الحد الأدنى من الغطاء الخرساني المتجانس وفقاً لـ 20.6.1.3.

R20.6.1.3 Specified concrete cover requirements

R20.6.1.3 متطلبات الغطاء الخرساني المحدد

CODE الكود

Table 20.6.1.3.2—Specified concrete cover for cast-in-place prestressed concrete members

الجدول 20.6.1.3.2 - غطاء خرساني محدد للعناصر الخرسانية المصبوبة في الموقع مسبقة الاجهاد

Table 20.6.1.3.2—Specified concrete cover for cast-in-place prestressed concrete members

Concrete exposure	Member	Reinforcement	Specified cover, mm
Cast against and permanently in contact with ground	All	All	75
Exposed to weather or in contact with ground	Slabs, joists, and walls	All	25
	All other	All	40
Not exposed to weather or in contact with ground	Slabs, joists, and walls	All	20
	Beams, columns, and tension ties	Primary reinforcement	40
		Stirrups, ties, spirals, and hoops	25

20.6.1.3.3 Precast nonprestressed or prestressed concrete members manufactured under plant conditions shall have specified concrete cover for reinforcement, ducts, and end fittings at least that given in Table 20.6.1.3.3.

20.6.1.3.3 يجب أن يكون للعناصر الخرسانية المصبوبة في الموقع الغير مسبقة الاجهاد ومسبقة الاجهاد سابقة الصب تحت ظروف مصنعية قد حددت غطاءً خرسانيًا للتسليح والاتابيب والتركيبات النهائية على الأقل في الجدول 20.6.1.3.3.

COMMENTARY التعليق

R20.6.1.3.3 The lesser cover thicknesses for precast construction reflect the greater control for proportioning, placing, and curing inherent in precasting.

R20.6.1.3 متطلبات تغطية الخرسانة المحددة مع ذلك ، فإن سماكة الغطاء الأقل نتيجة للبناء الجاهز يعكس التحكم في التناسب ، والوضع ، والمعالجة المتصلة في التفكيك.

Manufactured under plant conditions does not imply that precast members should be manufactured in a plant. Structural elements precast at the job site will also qualify under this section if the control of form dimensions, placing of reinforcement, quality control of concrete, and curing procedures are equal to that normally expected in a plant. Concrete cover to pretensioned strand as described in this section is intended to provide minimum protection from weather and other effects. Such cover may not be sufficient to transfer or develop the stress in the strand, and it may be necessary to increase the cover accordingly.

لا يعني المصنّع تحت ظروف المصنع أنه يجب تصنيع أعضاء مسبقة الصب في مصنع. وستكون العناصر الهيكلية الجاهزة في موقع العمل مؤهلة أيضا في إطار هذا المقطع إذا كانت السيطرة على أبعاد الشكل، ووضع التسليح ، ومراقبة جودة الخرسانة، وإجراءات المعالجة متساوية مع تلك المتوقعة عادة في المصنع. الغرض من الغطاء الخرساني للصفيرة المضفورة كما هو موصوف في هذا المقطع هو توفير الحد الأدنى من الحماية من الطقس والآثار الأخرى. قد لا يكون هذا الغطاء كافياً لنقل أو تثبيت الاجهاد في الكابل، وقد يكون من الضروري زيادة الغطاء وفقاً لذلك.

CODE

الكود

Table 20.6.1.3.3—Specified concrete cover for precast nonprestressed or prestressed concrete members manufactured under plant conditions

الجدول 20-3-1-6-3-الغطاء الخرسانة المحدد للعناصر الخرسانية غير مسبقة الإجهاد أو مسبقة الإجهاد سابقة الصب التي تم تصنيعها تحت ظروف مصنعية

Table 20.6.1.3.3—Specified concrete cover for precast nonprestressed or prestressed concrete members manufactured under plant conditions

Concrete exposure	Member	Reinforcement	Specified cover, mm
Exposed to weather or in contact with ground	Walls	No. 43 and No. 57 bars; tendons larger than 40 mm diameter	40
		No. 36 bars and smaller; MW200 and MD200 wire and smaller; tendons and strands 40 mm diameter and smaller	20
	All other	No. 43 and No. 57 bars; tendons larger than 40 mm diameter	50
		No. 19 through No. 36 bars; tendons and strands larger than 16 mm diameter through 40 mm diameter	40
		No. 16 bar, MW200 or MD200 wire, and smaller; tendons and strands 16 mm diameter and smaller	30
Not exposed to weather or in contact with ground	Slabs, joists, and walls	No. 43 and No. 57 bars; tendons larger than 40 mm diameter	30
		Tendons and strands 40 mm diameter and smaller	20
		No. 36 bar, MW200 or MD200 wire, and smaller	16
	Beams, columns, pedestals, and tension ties	Primary reinforcement	Greater of d_b and 16 and need not exceed 40
		Stirrups, ties, spirals, and hoops	10

COMMENTARY

التعليق

CODE الكود

20.6.1.3.4 For bundled bars, specified concrete cover shall be at least the smaller of (a) and (b):

(a) The equivalent diameter of the bundle

(b) 50 mm.

and for concrete cast against and permanently in contact with ground, the specified cover shall be 75 mm.

20.6.1.3.4 بالنسبة لحزمة الاسياخ، يجب أن يكون الغطاء الخرساني المحدد على الأقل أصغر من (أ) و (ب):
(أ) القطر المكافئ للحزمة
(ب) 50 mm
وبالنسبة للخرسانة المصبوبة ضد وملامسة الأرض بشكل دائم، يجب أن يكون الغطاء المحدد 75 mm.

20.6.1.3.5 For headed shear stud reinforcement, specified concrete cover for the heads and base rails shall be at least that required for the reinforcement in the member.

20.6.1.3.5 في حالة تسليح القص بمسامير رأس ، يجب أن يكون الغطاء الخرساني المحدد للرووس والاسياخ على الأقل مطلوباً للتسليح في العنصر.

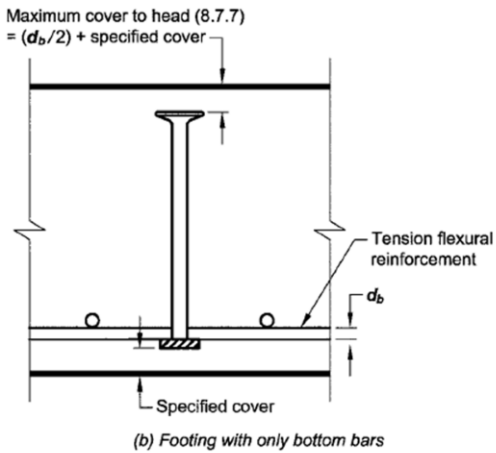
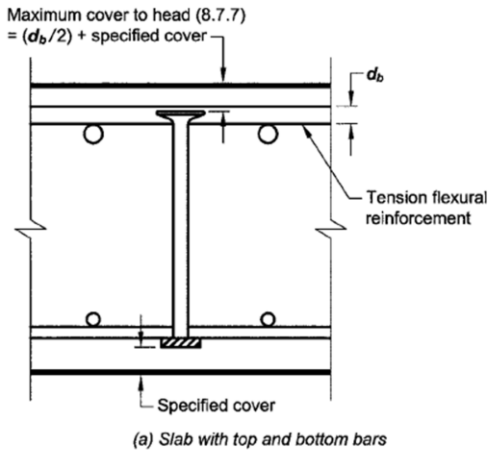


Fig. R20.6.1.3.5—Concrete cover requirements for headed shear stud reinforcement.

COMMENTARY التعليق

R20.6.1.3.5 Concrete cover requirements for headed shear stud reinforcement are illustrated in Fig. R20.6.1.3.5.

ويوضح R20.6.1.3.5 متطلبات غطاء خرساني لتسليح مسمار القص في الشكل. R20.6.1.3.5.

Fig. R20.6.1.3.5—Concrete cover requirements for headed shear stud reinforcement.

الشكل. R20.6.1.3.5 - متطلبات التغطية الخرسانية لتسليح مسامير رأس القص.

CODE

الكود

20.6.1.4 Specified concrete cover requirements for corrosive environments

20.6.1.4 متطلبات التغطية الخرسانية المحددة للبيئات المسببة للتآكل

20.6.1.4.1 In corrosive environments or other severe exposure conditions, the specified concrete cover shall be increased as deemed necessary. The applicable requirements for concrete based on exposure categories in 19.3 shall be satisfied, or other protection shall be provided.

20.6.1.4.1 في البيئات المسببة للتآكل أو غيرها من ظروف التعرض الشديدة، يجب زيادة الغطاء الخرساني المحدد حسب الضرورة. يجب استيفاء المتطلبات المطبقة للخرسانة القائمة على فئات التعرض في 19.3، أو توفير حماية أخرى.

20.6.1.4.2 For prestressed concrete members classified as Class T or C in 24.5.2 and exposed to corrosive environments or other severe exposure categories such as those given in 19.3, the specified concrete cover for prestressed reinforcement shall be at least one and one-half times the cover in 20.6.1.3.2 for cast-in place members and in 20.6.1.3.3 for precast members.

20.6.1.4.2 بالنسبة للعناصر الخرسانية سابقة الإجهاد المصنفة في الفئة T أو C في 24.5.2 وتعرضها للبيئات المسببة للتآكل أو غير ذلك من فئات التعرض الحادة مثل تلك الواردة في 19.3، يجب أن يكون الغطاء الخرساني المحدد للتسليح مسبق الإجهاد على الأقل 1.15 مرات التغطية في 20.6.1.3.2 للعناصر المصبوبة في الموقع وفي 20.6.1.3.3 للعناصر مسبقة الصب.

20.6.1.4.3 If the precompressed tension zone is not in tension under sustained loads, 20.6.1.4.2 need not be satisfied.

20.6.1.4.3 إذا لم تكن منطقة الشد المضغوطة مسبقاً في حالة شد تحت أحمال دائمة، فلا يلزم تلبية 20.6.1.4.2.

20.6.2 Nonprestressed coated reinforcement

20.6.2 تسليح التغطية الغير مسبق الإجهاد

20.6.2.1 Nonprestressed coated reinforcement shall conform to Table 20.6.2.1.

20.6.2.1 يجب أن يتوافق تسليح التغطية الغير مسبق الإجهاد مع الجدول 20.6.2.1.

Table 20.6.2.1—Nonprestressed coated reinforcement
الجدول 20.6.2.1 - تسليح التغطية الغير مسبق الإجهاد

Table 20.6.2.1—Nonprestressed coated reinforcement

Type of coating	Applicable ASTM specifications		
	Bar	Wire	Welded wire
Zinc-coated	A767M	Not permitted	A1060M
Epoxy-coated	A775M or A934M	A884M	A884M
Zinc and epoxy dual-coated	A1055M	Not permitted	Not permitted

COMMENTARY

التعليق

R20.6.1.4 Specified concrete cover requirements for corrosive environments—Corrosive environments are defined in 19.3.1, 19.3.1, and 19.3.2. Additional information on corrosion in parking structures is given in ACI 362.1R.

R20.6.1.4 متطلبات التغطية الخرسانية المحددة للبيئات المسببة للتآكل في 19.3.1، 19.3.1، و 19.3.2. معلومات إضافية عن التآكل في هياكل وقوف السيارات يرد في ACI 362.1R.

R20.6.1.4.1 Where concrete will be exposed to external sources of chlorides in service, such as deicing salts, brackish water, seawater, or spray from these sources, concrete should be proportioned to satisfy the requirements for the applicable exposure class in Chapter 19. These include maximum w/cm, minimum strength for normalweight and lightweight concrete, and maximum chloride ion in the concrete. Additionally, for corrosion protection, a specified concrete cover for reinforcement not less than 50 mm. for walls and slabs and not less than 65 mm. for other members is recommended. For precast concrete members manufactured under plant control conditions, a specified concrete cover not less than 40 mm. for walls and slabs and not less than 50mm. for other members is recommended.

R20.6.1.4.1 سوف يتعرض الخرسانية لمصادر خارجية للكلوريدات في الخدمة، مثل التذويب الأملاح والمياه المالحة ومياه البحر أو رذاذ من هذه المصادر، يجب أن تتناسب الخرسانة لتلبية متطلبات الطبقة التعرض المعمول بها في الفصل 19 وتشمل هذه أقصى w/cm، والحد الأدنى من القوة للوزن الطبيعي وخفيفة الوزن الخرسانية، والحد الأقصى أيون الكلوريد في الخرسانة. بالإضافة إلى ذلك، من أجل الحماية من التآكل، يوصى باستخدام غطاء خرساني محدد للتسليح لا يقل عن 50 mm للجدران وبلاطات ولا يقل عن 65 mm للأعضاء الآخرين. بالنسبة للأعضاء الخرسانية مسبقة الصب التي يتم تصنيعها تحت ظروف التحكم في المصنع، يوصى باستخدام غطاء خرساني محدد لا يقل عن 40 mm في الجدران وبلاطات ولا يقل عن 50 mm للأعضاء الآخرين.

R20.6.2 Nonprestressed coated reinforcement

R20.6.2 تسليح التغطية الغير مسبق الإجهاد

R20.6.2.1 Zinc-coated (hot-dipped galvanized) bars (ASTM A767), epoxy-coated bars (ASTM A775 and A934), and zinc and epoxy dual-coated bars (ASTM A1055) are used in applications where corrosion resistance of reinforcement is of particular concern such as in parking structures, bridge structures, and other highly corrosive environments.

R20.6.2.1 قضبان مغطاة بالزنك (مغلقة بالغمس الساخن) (ASTM A767) وأشرطة مغطاة بالايوكسي (ASTM A775 و A934)، وأشرطة مغطاة بالزنك والايوكسي (ASTM A1055) تستخدم في التطبيقات المقاومة للتآكل من تسليح هو مصدر قلق خاص مثل في هياكل وقوف السيارات، هياكل الجسور، وغيرها من بيئات أكالة عالية.

CODE

الكود

20.6.2.2 Deformed bars to be zinc-coated, epoxy-coated, or zinc and epoxy dual-coated shall conform to 20.2.1.3(a), (b), or (c).

20.6.2.2 يجب أن تتطابق الاسياخ المحلزنة التي تكون مطلية بالزنك أو مطلية بالايوكسي أو الزنك والايوكسي المزدوج المغلفة مع 20.2.1.3 (a) أو (b) أو (c).

20.6.2.3 Wire and welded wire reinforcement to be epoxycoated shall conform to 20.2.1.7(a).

20.6.2.3 يجب أن تتطابق السلك وتسليح الأسلاك الملحومة المغطاه بالايوكسي مع 20.2.1.7 (a).

20.6.3 Corrosion protection for unbonded prestressing reinforcement

20.6.3 الحماية من التآكل للتسليح مسبق الاجهاد الغير مترابط

20.6.3.1 Unbonded prestressing reinforcement shall be encased in sheathing, and the space between the strand and the sheathing shall be completely filled with a material formulated to inhibit corrosion. Sheathing shall be watertight and continuous over the unbonded length.

20.6.3.1 يتم تغليف تسليح الإجهاد المسبق الغير مترابط، ويتم تعبئة الفراغ بين التغطية والكابل تمامًا بمواد مشكلة لمنع التآكل. يجب أن تكون التغطية مانعة للتسرب وتستمر على الطول الغير مترابط.

20.6.3.2 The sheathing shall be connected to all stressing, intermediate, and fixed anchorages in a watertight fashion.

20.6.3.2 يجب أن تكون الأغلفة متصلة بجميع المثبتات المجردة والمتوسطة والصلبة بطريقة مانلة للماء.

20.6.3.3 Unbonded single-strand tendons shall be protected to provide resistance to corrosion in accordance with **ACI 423.7**.

20.6.3.3 يجب حماية الكابلات أحادية الالياف الغير مترابطة لتوفير مقاومة للتآكل وفقاً لـ **ACI 423.7**.

20.6.4 Corrosion protection for grouted tendons

20.6.4.1 Ducts for grouted tendons shall be grout-tight and nonreactive with concrete, prestressing reinforcement, grout, and corrosion inhibitor admixtures.

20.6.4 الحماية من التآكل لكابلات الشد اللاصقة

20.6.4.1 يجب أن تكون القنوات لكابلات الشد اللاصقة غير ملتحمة وغير متفاعلة مع الخرسانة وتسليح الإجهاد المسبق واللاصق ومضافات مانعة للتآكل.

20.6.4.2 Ducts shall be maintained free of water.

20.6.4.2 يجب الحفاظ على القنوات خالية من الماء.

COMMENTARY

التعليق

R20.6.3 Corrosion protection for unbonded prestressing reinforcement

R20.6.3 الحماية من التآكل للتسليح مسبق الاجهاد الغير مترابط

R20.6.3.1 Material for corrosion protection of unbonded prestressing reinforcement should have the properties identified in 19.1 of **Breen et al. (1994)**. Typically, sheathing is a continuous, seamless, highdensity polyethylene material that is extruded directly onto the coated prestressing reinforcement.

R20.6.3.1 يجب أن تشتمل المواد الخاصة بحماية التآكل من تسليح مسبقة الإجهاد غير مترابط على الخصائص المحددة في 19.1 من **(Breen et al. 1994)**. عادة، يكون التغليف مادة مستمرة من البولي إيثيلين عالية الكثافة ومتواصلة، يتم بثها مباشرة على تسليح مسبقة الإجهاد المغلفة.

R20.6.4 Corrosion protection for grouted tendons

20.6.4 الحماية من التآكل لكابلات الشد اللاصقة

R20.6.4.2 Water in ducts may cause corrosion of the prestressing reinforcement, may lead to bleeding and segregation of grout, and may cause distress to the surrounding concrete if subjected to freezing conditions. A corrosion inhibitor should be used to provide temporary corrosion protection if prestressing reinforcement is exposed in the ducts for prolonged periods of time before grouting (**ACI 423.7**).

CODE

الكود

20.6.4.3 Ducts for grouted single-wire, single-strand, or single-bar tendons shall have an inside diameter at least 6 mm. larger than the diameter of the prestressing reinforcement.

20.6.4.3 يجب أن يكون القنوات للكابلات أحادية السلك أو الوصلة الأحادية أو السيخ الأحادية بقطر داخلي على الأقل 6 mm أكبر من قطر التسليح مسبق الإجهاد.

20.6.4.4 Ducts for grouted multiple wire, multiple strand, or multiple bar tendons shall have an inside cross-sectional area at least two times the cross-sectional area of the prestressing reinforcement.

20.6.4.4 يجب أن تكون مجاري الأسلاك المتعددة الحشو أو الوصلات المتعددة أو الكابلات متعددة الاسياخ مساحة مقطع عرضي داخلي على الأقل مرتين في مساحة المقطع العرضي للتسليح مسبق الإجهاد.

20.6.5 Corrosion protection for post-tensioning anchorages, couplers, and end fittings

20.6.5 الحماية من التآكل للمثبتات والمزدوجات والتركيبات النهائية لاحقة الشد

20.6.5.1 Anchorages, couplers, and end fittings shall be protected to provide long-term resistance to corrosion.

20.6.5.1 يجب حماية المثبتات والمزدوجات والتركيبات النهائية لتوفير مقاومة طويلة الأمد للتآكل.

20.6.6 Corrosion protection for external post-tensioning

20.6.6 الحماية من التآكل الكابلات لاحقة الشد الخارجية

20.6.6.1 External tendons and tendon anchorage regions shall be protected to provide resistance to corrosion.

20.6.6.1 يجب حماية كابلات الشد الخارجية ومناطق تثبيت الكابلات لتوفير مقاومة للتآكل.

COMMENTARY

التعليق

R20.6.4 الحماية من التآكل لكابلات الشد اللاصقة
• **R20.6.4.2** قد يتسبب الماء في القنوات في التآكل في تسليح الإجهاد المسبق، وقد يؤدي إلى اساحة وفصل الجص، وقد يتسبب في استنزاف للخرسانة المحيطة إذا تعرضت لظروف التجميد. يجب استخدام مانع التآكل لتوفير حماية مؤقتة ضد التآكل إذا تعرضت تسليح المسبق في القنوات لفترات طويلة من الوقت قبل الحشو (ACI 423.7).

R20.6.5 Corrosion protection for post-tensioning anchorages, couplers, and end fittings

R20.6.5 الحماية من التآكل للمثبتات والمزدوجات والتركيبات النهائية لاحقة الشد

R20.6.5.1 For recommendations regarding protection, refer to 4.2 and 4.3 of **Mojtahedi and Gamble (1978)** and 3.4, 3.6, 5, 6, and 6.3 of **Breen et al. (1994)**.

R20.6.5.1 بالنسبة للتوصيات المتعلقة بالحماية ، يرجى الرجوع إلى الرقمين 4.2 و 4.3 من **(Mojtahedi and Gamble 1978)** و 3.4 و 3.6 و 5 و 6 و 6.3 من **(Breen et al. 1994)**.

R20.6.6 Corrosion protection for external post-tensioning

R20.6.6 الحماية من التآكل الكابلات لاحقة الشد الخارجية

R20.6.6.1 Corrosion protection can be achieved by a variety of methods. The corrosion protection provided should be suitable to the environment in which the tendons are located. Some conditions will require that the prestressing reinforcement be protected by concrete cover or by cement grout in polyethylene or metal tubing; other conditions will permit the protection provided by coatings such as paint or grease. Corrosion protection methods should meet the fire protection requirements of the general building code, unless the installation of external post-tensioning is to only improve serviceability.

R20.6.6.1 حماية التآكل يمكن تحقيق ذلك من خلال مجموعة متنوعة من الطرق. يجب أن تكون الحماية ضد التآكل مناسبة للبيئة التي توجد فيها الكابلات. تتطلب بعض الشروط أن تكون تسليح المسبق الإجهاد محميًا بغطاء خرساني أو بملاط الأسمنت في أنابيب البولي إيثيلين أو المعدن؛ شروط أخرى سوف تسمح الحماية التي توفرها الطلاء مثل الطلاء أو الشحوم. يجب أن تفي وسائل الحماية من التآكل بمتطلبات الحماية المجانية لكود البناء العام، ما لم يكن تثبيت ما بعد الشد الخارجي هو فقط لتحسين إمكانية الخدمة.

CODE

الكود

20.7—Embedments

20.7.1 Embedments shall not significantly impair the strength of the structure and shall not reduce fire protection.

20.7- الغرز

20.7.1 لا تؤثر الغرز بشكل كبير على مقاومة المنشأ ويجب ألا تقلل من الحماية ضد الحريق.

20.7.2 Embedment materials shall not be harmful to concrete or reinforcement.

20.7.2 لا يجب أن تكون مواد الغرز ضارة للخرسانة أو التسليح.

20.7.3 Aluminum embedments shall be coated or covered to prevent aluminum-concrete reaction and electrolytic action between aluminum and steel.

20.7.3 تغلف أو تغطى أجزاء من الألمنيوم لمنع تفاعل الألمنيوم والخرسانة والتفاعل الكهربائي بين الألمنيوم والحديد.

20.7.4 Reinforcement with an area at least 0.002 times the area of the concrete section shall be provided perpendicular to pipe embedments.

20.7.4 يتم توفير التسليح بمساحة قدرها 0.002 مرة على الأقل من مساحة المقطع الخرساني بشكل عمودي على الغرز المواسير.

20.7.5 Specified concrete cover for pipe embedments with their fittings shall be at least 40 mm. for concrete exposed to earth or weather, and at least 20 mm. for concrete not exposed to weather, or not in contact with ground.

20.7.5 يجب أن يكون الغطاء الخرساني المحدد للغرز المواسير مع تركيباتها على الأقل 40 mm للخرسانة المعرضة للأرض أو الطقس، و 20 mm على الأقل للخرسانة التي لا تتعرض للطقس، أو لا تتلامس مع الأرض.

COMMENTARY

التعليق

R20.7—Embedments

R20.7.1 Any embedments not harmful to concrete or reinforcement can be placed in the concrete, but the work should be done in such a manner that the structure will not be endangered. Many general building codes have adopted ASME Piping Code B31.1 for power piping and B31.3 for chemical and petroleum piping. The licensed design professional should be sure that the appropriate piping codes are used in the design and testing of the system. The contractor should not be permitted to install conduits, pipes, ducts, or sleeves that are not shown in the construction documents or not approved by the licensed design professional.

20.7- الغرز

• **R20.7.1** يمكن وضع أي تركيبات لا تضر بالخرسانة أو تسليح في الخرسانة، ولكن يجب أن يتم العمل بطريقة لا تهدد الهيكل. اعتمدت العديد من قوانين البناء العامة ASME Piping Code B31.1 لأنابيب الطاقة و B31.3 لأنابيب الكيميائية والبتروولية. يجب على محترف التصميم المرخص أن يتأكد من استخدام رموز المواسير المناسبة في تصميم واختبار النظام. يجب عدم السماح للمقاول بتركيب مواسير أو مجاري أو أغطية غير موضحة في مستندات الإنشاء أو غير معتمدة من قبل فني التصميم المرخص.

R20.7.3 The Code prohibits the use of aluminum in structural concrete unless it is effectively coated or covered. Aluminum reacts with concrete and, in the presence of chloride ions, may also react electrolytically with steel, causing cracking, spalling, or both. Aluminum electrical conduits present a special problem because stray electric current accelerates the adverse reaction. **Provision 26.4.1.4.1(c)** prohibits calcium chloride or any admixture containing chloride from being used in concrete with aluminum embedments.

R20.7.3 يحظر قانون استخدام الألمنيوم في الخرسانة الهيكلية إلا وهي مغلقة بشكل فعال أو مغطاة. يتفاعل الألمنيوم مع الخرسانة، وفي وجود أيونات الكلوريد، قد يتفاعل أيضًا كهربائياً مع الفولاذ، مما يتسبب في التشقق، أو التشظي، أو كليهما. تشكل القنوات الكهربائية المصنوعة من الألمنيوم مشكلة خاصة لأن التيار الكهربائي الشارد يعمل على تسريع التفاعل السلبي. يحظر البند 26.4.1.4.1 (ج) كلوريد الكالسيوم أو أي خليط يحتوي على كلوريد من استخدامه في الخرسانة مع تجاويف الألمنيوم.

CODE الكود

CHAPTER 21—STRENGTH REDUCTION FACTORS

الفصل 21 - معاملات تخفيض المقاومة

21.1—Scope

21.1 المجال

21.1.1 This chapter shall apply to the selection of strength reduction factors used in design, except as permitted by Chapter 27.

21.1.1 ينطبق هذا الفصل على اختيار معاملات تخفيض المقاومة المستخدمة في التصميم ، باستثناء ما يسمح به الفصل 27.

21.2—Strength reduction factors for structural concrete members and connections

21.2 - معاملات تخفيض المقاومة للعناصر الخرسانية الإنشائية والوصلات

21.2.1 Strength reduction factors ϕ shall be in accordance with Table 61.6.1, except as modified by 21.2.2, 21.2.3, and 21.2.4.

21.2.1 يجب أن تكون معاملات تخفيض المقاومة متوافقة مع الجدول 61.6.1 ، باستثناء ما تم تعديله في 21.2.2 و 21.2.3 و 21.2.4.

Table 21.2.1—Strength reduction factors ϕ

Action or structural element	ϕ	Exceptions
(a) Moment, axial force, or combined moment and axial force	0.65 to 0.90 in accordance with 21.2.2	Near ends of pre-tensioned members where strands are not fully developed, ϕ shall be in accordance with 21.2.3.
(b) Shear	0.75	Additional requirements are given in 21.2.4 for structures designed to resist earthquake effects.
(c) Torsion	0.75	—
(d) Bearing	0.65	—
(e) Post-tensioned anchorage zones	0.85	—
(f) Brackets and corbels	0.75	—
(g) Struts, ties, nodal zones, and bearing areas designed in accordance with strut-and-tie method in Chapter 23	0.75	—
(h) Components of connections of precast members controlled by yielding of steel elements in tension	0.90	—
(i) Plain concrete elements	0.60	—
(j) Anchors in concrete elements	0.45 to 0.75 in accordance with Chapter 17	—

COMMENTARY التعليق

R21—STRENGTH REDUCTION FACTORS

الفصل 21 - معاملات تخفيض المقاومة

R21.1—Scope

R21.1 المجال

R21.1.1 The purposes of strength reduction factors ϕ are:

(1) to account for the probability of under-strength members due to variations in material strengths and dimensions; (2) to account for inaccuracies in the design equations; (3) to reflect the available ductility and required reliability of the member under the load effects being considered; and (4) to reflect the importance of the member in the structure (MacGregor 1976; Winter 1979).

R21.1.1 أغراض عوامل خفض القوة ϕ هي:
(1) حساب احتمال وجود أعضاء أقل قوة بسبب الاختلافات في نقاط القوة والأبعاد المادية؛ (2) لحساب عدم دقة في معادلات التصميم؛ (3) لتعكس ليونة المتاحة والموثوقية المطلوبة للعضو تحت تأثير الحمولة قيد النظر؛ و (4) لتعكس أهمية العضو في الهيكل (MacGregor 1976; Winter 1979).

R21.2—Strength reduction factors for structural concrete members and connections

R21.2 - معاملات تخفيض المقاومة للعناصر الخرسانية الإنشائية والوصلات

R21.2.1 The strength reduction factors in this Code are compatible with the ASCE/SEI 7 load combinations, which are the basis for the required factored load combinations in Chapter 5:

R21.2.1 تتوافق عوامل تخفيض القوة في هذا الكود مع توليفات الحمل / ASCE / SEI 7 ، التي تشكل أساس مجموعات الحمل المحسوبة المطلوبة في الفصل الخامس:

(e) Laboratory tests of post-tensioned anchorage zones indicate a wide range of scatter in the results. This observation is addressed with a ϕ -factor of 0.85 and by limiting the nominal compressive strength of unconfined concrete in the general zone to $0.7\lambda f_{ci}'$ in 25.9.4.5.2, where λ is defined in 19.6.4. Thus, the effective design strength of unconfined concrete is $0.8V \times 0.7\lambda f_{ci}' = 0.6\lambda f_{ci}'$ in the general zone.

(f) Bracket and corbel behavior is predominantly controlled by shear; therefore, a single value of $\phi = 0.75$ is used for all potential modes of failure.

(هـ) تشير الاختبارات المعملية لمناطق تثبيت الشد الاحق إلى وجود نطاق واسع من نشر في النتائج. يتم التعامل مع هذا الرصد مع ϕ من 0.85 وعن طريق الحد من قوة الضغط الاسمية للخرسانة غير المحصورة في المنطقة العامة إلى $0.7\lambda f_{ci}'$ في 25.9.4.5.2، حيث يتم تعريف في 19.6.4. وبالتالي، فإن قوة التصميم الفعالة للخرسانة غير المحصورة هي $0.8V \times 0.7\lambda f_{ci}' = 0.6\lambda f_{ci}'$ في المنطقة العامة.
(و) يتم التحكم في الغالب بسلوكيات الاقواس والجماونات بواسطة القص؛ لذلك، يتم استخدام قيمة واحدة من $\phi = 0.75$ لكافة الأنماط المحتملة للفشل.

CODE

الكود

21.2.2 Strength reduction factor for moment, axial force, or combined moment and axial force shall be in accordance with Table 21.2.2.

21.2.2 يجب أن يكون معاملات تخفيض المقاومة للعزم، أو القوة المحورية، أو العزم المشترك والقوة المحورية طبقاً للجدول 21.2.2.

21.2.2.1 For deformed reinforcement, ϵ_{ty} shall be f_y/E_s . For Grade 420 deformed reinforcement, it shall be permitted to take ϵ_{ty} equal to 0.002.

21.2.2.1 بالنسبة للتسليح المحلزن، ϵ_{ty} يجب أن يكون f_y / E_s . بالنسبة للتسليح المحلزن ذات التدرج (420)، يسمح لـ ϵ_{ty} بأن يساوي 0.002.

21.2.2.2 For all prestressed reinforcement, ϵ_{ty} shall be taken as 0.002.

21.2.2.2 لجميع التسليح مسبق الأجهاد، ϵ_{ty} يجب أن تؤخذ كـ 0.002.

COMMENTARY

التعليق

(i) The strength reduction factor ϕ for plain concrete members is the same for all potential modes of failure. Because both the flexural tension strength and shear strength for plain concrete depend on the tensile strength of the concrete, without the reserve strength or ductility that might otherwise be provided by reinforcement, equal strength reduction factors for moment and shear are considered to be appropriate.

(1) إن عامل تخفيض القوة ϕ لأعضاء الخرسانة السميكة هو نفسه لجميع أنماط الفشل المحتملة. نظرًا لأن قوة شد الانحناء وقوة القص للخرسانة البسيطة تعتمد على قوة الشد للخرسانة، بدون قوة الاحتياط أو ليونة التي يمكن توفيرها بخلاف ذلك من خلال تسليح، فإن عوامل تقليل القوة المتساوية للعزم والقص تعتبر مناسبة.

R21.2.2 The nominal strength of a member that is subjected to moment or combined moment and axial force is determined for the condition where the strain in the extreme compression fiber is equal to the assumed strain limit of 0.003. The net tensile strain ϵ_t is the tensile strain calculated in the extreme tension reinforcement at nominal strength, exclusive of strains due to prestress, creep, shrinkage, and temperature. The net tensile strain in the extreme tension reinforcement is determined from a linear strain distribution at nominal strength, shown in Fig. R21.2.2a for a nonpre-stressed member. Members subjected to only axial compression are considered to be compression-controlled and members subjected to only axial tension are considered to be tension-controlled. If the net tensile strain in the extreme tension reinforcement is sufficiently large (> 0.005), the section is defined as tension-controlled, for which warning of failure by excessive deflection and cracking may be expected. The 0.005 limit provides sufficient ductility for most applications. One condition where greater ductile behavior is required is in design for redistribution of moments in continuous members and frames, which is addressed in 6.6.5. Because redistribution of moment depends on the ductility available in the hinge regions, redistribution of moment is limited to sections that have a net tensile strain of at least 0.0005. If the net tensile strain in the extreme tension reinforcement is small ($< \epsilon_{ty}$), a brittle compression failure condition is expected, with little warning of impending failure.

R21.2.2 تتحدد القوة الاسمية للعضو الذي يتعرض للعزم أو للعزم مدمجة وقوة محورية للحالة التي تكون فيها انفعال الشد الموجودة في ألياف الضغط المفردة مساوية لحد الإجهاد المفترض البالغ 0.003. انفعال الشد الصافية هي الشد محسوبة في تسليح الشد الشديد في القوة الاسمية، باستثناء الانفعال بسبب الإجهاد، الزحف، الانكماش، ودرجة الحرارة. يتم تحديد انفعال الشد في تسليح الشد الشديد من توزيع انفعال خطية في القوة الاسمية، كما هو موضح في الشكل R21.2.2a لعضو غير مسبق الإجهاد. الأعضاء الذين يخضعون للضغط المحوري فقط هم الذين يعتبرون خاضعين للسيطرة على الضغط، والأعضاء الذين يخضعون للتسليح المحوري فقط يُعتبرون خاضعين للتحكم في الشد. إذا كانت انفعال الشد في تسليح الشد الشديد كبيرة بما فيه الكفاية (> 0.005)، يتم تعريف المقطع على أنه يتحكم في الشد، والذي قد يكون من المتوقع حدوث تحذير من الفشل بسبب الميل المفرط و التشقق. يوفر الحد 0.005 إمكانية ليونة كافية لمعظم التطبيقات. إن أحد الشروط التي تتطلب سلوكًا إضافيًا للمرونة هو التصميم لإعادة توزيع العزوم في الأعضاء والإطارات المستمرة، والتي يتم تناولها في 6.6.5. نظرًا لأن إعادة توزيع للعزم تعتمد على قابلية السحب المتاحة في مناطق المفصلات، فإن إعادة توزيع يقتصر على المقاطع التي لديها انفعال شد صافية لا تقل عن 0.0005. إذا كانت انفعال الشد الشديدة في تسليح الشد الشديد صغيرة ($< \epsilon_{ty}$)، فمن المتوقع حدوث حالة فشل هش للضغط، مع القليل من التحذير من الفشل الوشيك.

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

Before ACI 318-14, the compression-controlled strain limit was defined as 0.002 for Grade 420 reinforcement and all prestressed reinforcement, but it was not explicitly defined for other types of reinforcement. In ACI 318-14, the compression-controlled strain limit ϵ_{ty} is defined in 21.2.2.1 and 21.2.2.2 for deformed and prestressed reinforcement, respectively.

قبل ACI 318-14 ، تم تعريف الحد الإجهاد الذي يتحكم في الضغط على أنه 0.002 لتسليح الصف 420 وجميع التسليح السابق الإجهاد ، ولكن لم يتم تعريفه صراحة للأنواع الأخرى من التسليح. في ACI 318-14 ، تم تعريف الحد الانفعال المتحكم في الانضغاط في 21.2.2.1 و 21.2.2.2 للتعزيزات المشوهة ومسبقة الإجهاد ، على التوالي.

Beams and slabs are usually tension-controlled, whereas columns may be compression-controlled. Some members, such as those with small axial forces and large bending moments, experience net tensile strain in the extreme tension reinforcement between the limits of 0.005 and ϵ_{ty} . These sections are in a transition region between compression-controlled and tension-controlled.

عادةً ما يتم التحكم في الكمرات والبلاطات، في حين أن الأعمدة يمكن التحكم فيها بواسطة الضغط. بعض الأعضاء، مثل أولئك الذين لديهم قوى محورية صغيرة وعزوم الانحناء الكبيرة، يعانون من إجهاد الشد في أقصى تسليح الشد بين حدود 0.005 و ϵ_{ty} . توجد هذه المقاطع في منطقة انتقالية بين التحكم في السيطرة والتحكم في الشد.

This section specifies the appropriate strength reduction factors for tension-controlled and compression-controlled sections, and for intermediate cases in the transition region. For sections subjected to combined axial force and moment, design strengths are determined by multiplying both P_n and M_n by the appropriate single value of ϕ .

يحدد هذا المقطع عوامل خفض القوة المناسبة للمقاطع التي يتحكم فيها الشد والتحكم في الضغط، وللحالات المتوسطة في المنطقة الانتقالية. بالنسبة للأجزاء المعرضة للقوة المحورية المدمجة والعزم، يتم تحديد نقاط قوة التصميم من خلال ضرب كل من P_n و M_n بالقيمة المفردة المناسبة لـ ϕ .

A lower ϕ -factor is used for compression-controlled sections than for tension-controlled sections because compression-controlled sections have less ductility, are more sensitive to variations in concrete strength, and generally occur in members that support larger loaded areas than members with tension-controlled sections. Columns with spiral reinforcement are assigned a higher ϕ -factor than columns with other types of transverse reinforcement because spiral columns have greater ductility and toughness. For sections within the transition region, the value of ϕ may be determined by linear interpolation, as shown in Fig. R21.2.2b.

يتم استخدام عامل ϕ أقل للمقاطع التي يتم التحكم في الضغط منها للمقاطع التي يتحكم فيها الشد ؛ لأن المقاطع التي تسيطر عليها الانضغاط تكون ليونة أقل ، وتكون أكثر حساسية للتغيرات في قوة الخرسانة ، ويحدث عادة في الأعضاء التي تدعم مناطق تحميل أكبر من الأعضاء. مع أقسام يتحكم فيها الشد. يتم تعيين أعمدة مع تسليح الحلزوني عامل أعلى من الأعمدة مع أنواع أخرى من التسليح العرضي لأن الأعمدة الحلزونية لديها ليونة أكبر و

Table 21.2.2—Strength reduction factor ϕ for moment, axial force, or combined moment and axial force

الجدول 21.2.2 - معامل تخفيض المقاومة للعزم أو القوة المحورية أو العزوم المشتركة والقوة المحورية

Net tensile stain ϵ_t	Classification	ϕ			
		Type of transverse reinforcement			
		Spirals conforming to 25.7.3		Other	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Compression-controlled	0.75	(a)	0.65	(b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < 0.005$	Transition ^[1]	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$	(d)
$\epsilon_t \geq 0.005$	Tension-controlled	0.90	(e)	0.90	(f)

^[1]For sections classified as transition, it shall be permitted to use ϕ corresponding to compression-controlled sections.

[1] بالنسبة المقاطع المصنفة كمرحلة انتقالية، يُسمح باستخدام ϕ للمقاطع المطابقة للضغط المتحكم.

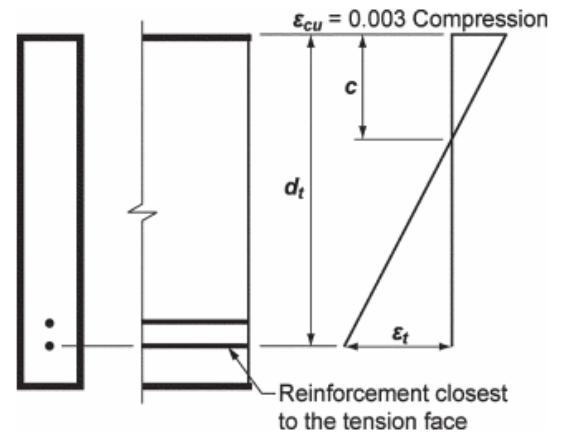


Fig. R21.2.2a—Strain distribution and net tensile strain in a nonprestressed member.

الشكل R21.2.2a - توزيع الانفعال والانفعال الصافي للشد في عنصر غير مسبوق الاجهاد

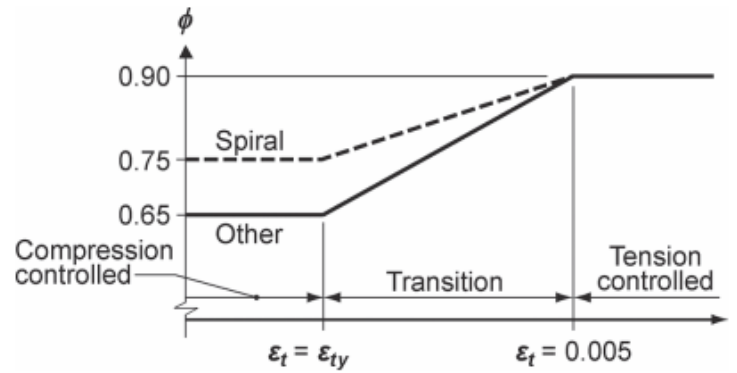


Fig. R21.2.2b—Variation of ϕ with net tensile strain in extreme tension reinforcement, ϵ_t .

الشكل R.22 21 ب — أختلاف ϕ مع الانفعال الصافي للشد في تسليح الشد العالي، ϵ_t .

CODE

الكود

21.2.3 For sections in pretensioned members where strand is not fully developed, ϕ shall be calculated at each section in accordance with Table 21.2.3, where ℓ_{tr} is calculated using Eq. (21.2.3), ℓ_{db} is the debonded length at the end of the member, f_{se} is the effective stress in the prestressed reinforcement after allowance for all losses, and ℓ_d is given in 25.4.8.1.

21.2.3 بالنسبة للمقاطع الموجودة في للعناصر مسبقة الشد حيث لم يتم تطوير الكابل بالكامل ، يحتسب ϕ في كل مقطع وفقاً للجدول 21.2.3 ، حيث يتم حساب ℓ_{tr} باستخدام المعادلة (21.2.3) ، ℓ_{db} هو طول المترابط في نهاية العنصر ، f_{se} هو الإجهاد الفعال في التسليح مسبق الإجهاد بعد السماح لجميع الفوائد ، ويتم إعطاء ℓ_d في 25.4.8.1.

$$\ell_{tr} = \left(\frac{f_{se}}{21} \right) d_b \quad (21.2.3)$$

Activate Windows
Go to Settings to activate Windows.

Table 21.2.3— Strength reduction factor ϕ for sections near the end of pretensioned members

الجدول 21.2.3 - معامل تخفيض المقاومة ϕ للمقاطع القريبة من نهاية العناصر مسبقة الشد

Table 21.2.3—Strength reduction factor ϕ for sections near the end of pretensioned members

Condition near end of member	Stress in concrete under service load ^[1]	Distance from end of member to section under consideration	ϕ	
All strands bonded	Not applicable	$\leq \ell_{tr}$	0.75	(a)
		ℓ_{tr} to ℓ_d	Linear interpolation from 0.75 to 0.90 ^[2]	(b)
One or more strands debonded	No tension calculated	$\leq (\ell_{db} + \ell_{tr})$	0.75	(c)
		$(\ell_{db} + \ell_{tr})$ to $(\ell_{db} + \ell_d)$	Linear interpolation from 0.75 to 0.90 ^[2]	(d)
	Tension calculated	$\leq (\ell_{db} + \ell_{tr})$	0.75	(e)
		$(\ell_{db} + \ell_{tr})$ to $(\ell_{db} + 2\ell_d)$	Linear interpolation from 0.75 to 0.90 ^[2]	(f)

^[1]Stress calculated using gross cross-sectional properties in extreme concrete fiber of precompressed tension zone under service loads after allowance for all prestress losses at section under consideration.

^[2]It shall be permitted to use a strength reduction factor of 0.75.

[1]Stress calculated using gross cross-sectional properties in extreme concrete fiber of precompressed tension zone under service loads after allowance for all prestress losses at section under consideration.

[2]It shall be permitted to use a strength reduction factor of 0.75.

[1] تم حساب الإجهاد باستخدام خصائص إجمالي المقطع العرضي في ألياف الخرسانة الخارجية في منطقة الشد المضغوطة مسبقاً تحت أحمال الخدمة بعد السماح لكل فوائد الإجهاد في المقطع قيد الدراسة.

[2] يجب أن يسمح باستخدام معامل تخفيض المقاومة مقداره 0.75.

COMMENTARY

التعليق

R21.2.3 If a critical section along a pretensioned member occurs in a region where the strand is not fully developed, bond slip failure may occur. This mode of failure resembles a brittle shear failure; hence, ϕ values for flexure are reduced with respect to a section where all strands are fully developed. For sections between the end of the transfer length and the end of the development length, the value of ϕ may be determined by linear interpolation, as shown in Fig. R21.2.3a.

R21.2.3 في حالة حدوث مقطع حرج على طول عضو سابق الشد في منطقة لم يتم فيها تثبيت الكابل بشكل كامل ، فقد يحدث انفعال في التثبيت. هذا النمط من الفشل يشبه فشل القص الهش. وبالتالي، يتم تقليل قيم ϕ للتثبي فيما يتعلق بالمقطع حيث يتم تثبيت جميع الكابلات بشكل كامل. بالنسبة للأجزاء بين نهاية طول التثبيت ونهاية طول النحول، يمكن تحديد قيمة ϕ بواسطة المتوسط الخطي، كما هو موضح في الشكل R21.2.3a.

Where bonding of one or more strands does not extend to the end of the member, instead of more rigorous analysis, ϕ may be conservatively taken as 0.05 from the end of the member to the end of the transfer length of the strand with the longest debonded length. Beyond this point, ϕ may be varied linearly to 0.90 at the location where all strands are developed, as shown in Fig. R21.2.3b. Alternatively, the contribution of the debonded strands may be ignored until they are fully developed. Embedment of debonded strand is considered to begin at the termination of the debonding sleeves. Beyond this point, the provisions of 65.4.8.1 are used to determine whether the strands develop over a length of ℓ_d or $2\ell_d$, depending on the calculated stress in the precompressed tension zone under service loads (Fig. R21.2.3b). Strand with a slightly rusted surface can have an appreciably shorter transfer length than clean strand. Gentle release of the stand will permit a shorter transfer length than abruptly cutting the strands.

عندما لا يمتد الترابط لواحد أو أكثر من الأطراف إلى نهاية العضو، بدلاً من تحليل أكثر صرامة، يمكن أن يتم أخذ ϕ بشكل محافظ ك 0.05 من نهاية العضو حتى نهاية طول نقل الكابل بأطول فترة توقف الطول. أبعد من هذه النقطة، يمكن أن يتغير خطي ϕ خطياً إلى 0.90 في الموقع الذي يتم فيه تثبيت جميع الكابلات، كما هو موضح في الشكل R21.2.3b. بدلاً من ذلك، قد يتم تجاهل مساهمة الكابلات حتى يتم تثبيتها بالكامل. ويعتبر إدراج كابل لبدء عند الانتهاء من الأكمام. أبعد من هذه النقطة، يتم استخدام أحكام 65.4.8.1 لتحديد ما إذا كانت الكابلات تثبت على طول ℓ_d أو $2\ell_d$ ، اعتماداً على الضغط المحسوب في منطقة الشد المضغوطة مسبقاً تحت أحمال الخدمة (الشكل R21.2.3b). يمكن أن يكون لطول الكابل ذو السطح الصدفي قليلاً طول نقل أقصر من الكابل النظيف. وسيسمح الإطلاق اللطيف للكابل بطول نقل أقصر من قطع البلاطات بشكل مفاجئ.

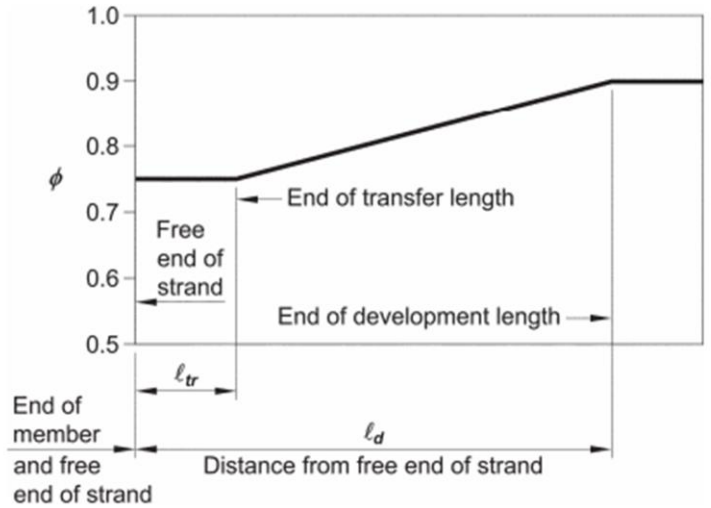
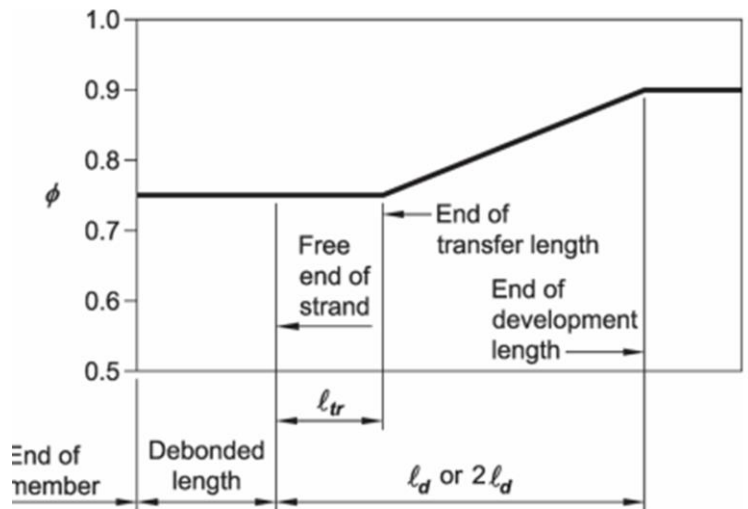


Fig. R21.2.3a-Variation of ϕ with distance from the free end of strand in pretensioned member with fully bonded strands.

الشكل-R21.2.3a تبين ϕ مع المسافة من نهاية خالية من كابل في عضو مسبقي الشد مع كابلات مرتبطة تماماً.



Note: The location of the end of development length depends on the calculated stresses in the extreme concrete fiber of the precompressed tension zone under service loads.

Fig. R21.2.3b-Variation of ϕ with distance from the free end of strand in pretensioned member with debonded strands.

الشكل-R21.2.3b تبين ϕ مع المسافة من نهاية خالية من كابل في عضو مسبقي الشد مع خيوط غير مرتبطة.

CODE

الكود

21.2.4 For structures that rely on elements in (a), (b), or (c) to resist earthquake effects E, the value of ϕ for shear shall be modified in accordance with 61.6.4.1 through 61.6.4.3:

- (a) Special moment frames
- (b) Special structural walls
- (c) Intermediate precast structural walls in structures assigned to Seismic Design Category D, E, or F

21.2.4 بالنسبة للمنشآت التي تعتمد على العناصر في (أ) ، (ب) ، أو (ج) لمقاومة تأثيرات الزلزال E ، يجب تعديل قيمة ϕ للقص وفقاً لـ 61.6.4.1 حتى 61.6.4.3:
(أ) إطارات العزوم الخاصة
(ب) جدران القص الخاصة
(ج) جدران القص المتوسطة مسبقة الصب في المنشآت المخصصة للتصميم الزلزالي من الفئة D أو E أو F

21.2.4.1 For any member designed to resist E, ϕ for shear shall be 0.60 if the nominal shear strength of the member is less than the shear corresponding to the development of the nominal moment strength of the member. The nominal moment strength shall be calculated considering the most critical factored axial loads and including E.

21.2.4.1 لأي عنصر مصمم لمقاومة E، ϕ للقص يكون 0.60 إذا كانت مقاومة القص الاسمية للعنصر أقل من القص المطابق لتثبيت مقاومة العزم الاسمية للعنصر. تحسب مقاومة العزم الاسمية على اعتبار أهم الأحمال المحورية المصعدة الحرجة في الحساب وتشمل E.

21.2.4.2 For diaphragms, ϕ for shear shall not exceed the least value of ϕ for shear used for the vertical components of the primary seismic-force-resisting system.

21.2.4.2 بالنسبة للأغشية الانشائية، يجب ألا تزيد قيمة ϕ للقص عن ϕ للقص المستخدم في المكونات الأساسية الرأسية لنظام مقاومة القوة الزلزالية.

21.2.4.3 For beam-column joints and diagonally reinforced coupling beams, ϕ for shear shall be 0.85.

21.2.4.3 بالنسبة لمفاصل عمود - كمرة الكمرات المزدوجة المسلحة قطرياً، يجب أن يكون ϕ للقص هو 0.85.

COMMENTARY

التعليق

R21.2.4.1 This provision addresses shear-controlled members, such as low-rise walls, portions of walls between openings, or diaphragms, for which nominal shear strength is less than the shear corresponding to development of nominal flexural strength for the pertinent loading conditions.

R21.2.4.1 يتناول هذا الحكم الأعضاء التي يتحكم فيها القص، مثل الجدران المنخفضة الارتفاع، أو أجزاء الجدران بين الفتحات، أو الأغشية، التي تقل فيها قوة القص الاسمية عن القص المقابل لتثبيت مقاومة الانحناء الاسمية لظروف التحميل المناسب.

R21.2.4.2 Short structural walls were the primary vertical elements of the lateral-force-resisting system in many of the parking structures that sustained damage during the 1994 Northridge earthquake. In some cases, walls remained essentially linear elastic, while diaphragms responded inelastically.

R21.2.4.2 كانت الجدران الإنشائية القصيرة هي العناصر الرأسية الأولية لنظام مقاومة القوة الجانبية في العديد من هياكل وقوف السيارات التي لحقت بها أضرار أثناء زلزال نورثريدج عام 1994. في بعض الحالات، بقيت الجدران مرنة بشكل أساسي، في حين ردت الهياكل بطريقة غير مألوفة.

This provision is intended to increase strength of the diaphragm and its connections in buildings for which the shear strength reduction factor for walls is 0.60, as those structures tend to have relatively high overstrength.

ويهدف هذا الحكم إلى زيادة قوة الهياكل واتصالاته في المباني التي يكون عامل تقليل قوة القص فيها 0.60، لأن هذه الهياكل تميل إلى أن يكون لديها قوة عالية نسبياً.

CODE الكود

CHAPTER 22—SECTIONAL STRENGTH

الفصل 22 - مقاومة المقطع

22.1—Scope

22.1 المجال

22.1.1 This chapter shall apply to calculating nominal strength at sections of members, including (a) through (g):

22.1.1 ينطبق هذا الفصل على حساب المقاومة الاسمية في مقاطع العناصر، بما في ذلك (أ) إلى (ز):

- (a) Flexural strength
- (b) Axial strength or combined flexural and axial strength
- (c) One-way shear strength
- (d) Two-way shear strength
- (e) Torsional strength
- (f) Bearing
- (g) Shear- friction

- (أ) مقاومة الانحناء
- (ب) المقاومة المحورية أو مقاومة الانحناء المشترك والقوة المحورية
- (ج) مقاومة القص في اتجاه واحد
- (د) مقاومة القص في اتجاهين
- (هـ) مقاومة الالتواء
- (و) التحميل
- (ز) قص - احتكاك

22.1.2 Sectional strength requirements of this chapter shall be satisfied unless the member or region of the member is designed in accordance with Chapter 23.

22.1.2 يجب أن تستوفي متطلبات مقاومة المقطع لهذا الفصل ما لم يتم تصميم العنصر أو المنطقة من العنصر وفقًا للفصل 23.

22.1.3 Design strength at a section shall be taken as the nominal strength multiplied by the applicable strength reduction factor ϕ given in Chapter 21.

22.1.3 يجب أن تؤخذ المقاومة التصميمية في مقطع ما مع المقاومة الاسمية مضروبة في معامل تخفيض المقاومة المطبقة ϕ المعطى في الفصل 21.

COMMENTARY التعليق

R22—SECTIONAL STRENGTH

R22 - مقاومة المقطع

R22.1—Scope

R22.1 المجال

R22.1.1 The provisions in this chapter apply where the strength of the member is evaluated at critical sections.

R22.1.1 تنطبق الأحكام الواردة في هذا الفصل على تقييم قوة العضو في المقاطع الحرجة.

R22.1.2 Chapter 23 provides methods for designing discontinuity regions where section-based methods do not apply.

2-2-11 يقدم الفصل 23 طرقًا لتصميم مناطق انقطاع لا تنطبق عليها الأساليب القائمة على المقاطع.

CODE

الكود

22.2—Design assumptions for moment and axial strength

22.2 - افتراضات التصميم للعزم والقوة المحورية

22.2.1 Equilibrium and strain compatibility

22.2.1 التوازن وتوافق الانفعال

22.2.1.1 Equilibrium shall be satisfied at each section.

22.2.1.1 يجب استيفاء التوازن في كل مقطع.

22.2.1.2 Strain in concrete and nonprestressed reinforcement shall be assumed proportional to the distance from neutral axis.

22.2.1.2 يفترض أن الانفعال الموجود في الخرسانة والتسليح الغير مسبقة الاجهاد متناسبة مع المسافة من المحور المحايد.

22.2.1.3 Strain in prestressed concrete and in bonded and unbonded prestressed reinforcement shall include the strain due to effective prestress.

22.2.1.3 يجب أن يشمل الانفعال في الخرسانة سابقة الإجهاد وفي التسليح مسبقة الاجهاد المترابط والغير مترابط بسبب الإجهاد المسبق الفعال.

22.2.1.4 Changes in strain for bonded prestressed reinforcement shall be assumed proportional to the distance from neutral axis.

22.2.1.4 يفترض أن التغيرات في الانفعال للتسليح مسبقة الاجهاد المترابط تكون متناسبة مع المسافة من المحور المحايد.

COMMENTARY

التعليق

R22.2—Design assumptions for moment and axial strength

R22.2 - افتراضات التصميم للعزم والقوة المحورية

R22.2.1 Equilibrium and strain compatibility —The flexural and axial strength of a member calculated by the strength design method of the Code requires that two basic conditions be satisfied: (1) equilibrium; and 2) compatibility of strains. Equilibrium refers to the balancing of forces acting on the cross section at nominal strength. The relationship between the stress and strain for the concrete and the reinforcement at nominal strength is established within the design assumptions allowed by 22.2.

R22.2.1 التوافق والتوازن - توافق تتطلب القوة الانحنائية والمحورية للعضو المحسوبة بواسطة طريقة تصميم القوة في المدونة استيفاء شرطين أساسيين: (1) التوازن ، (2) توافق الانفعال. يشير التوازن إلى موازنة القوى العاملة على المقطع العرضي بالقوة الاسمية. العلاقة بين الإجهاد و الانفعال للخرسانة و التسليح بالقوة الاسمية يتم تأسيسها ضمن افتراضات التصادم التي يسمح بها 22.2.

R22.2.1.2 Many tests have confirmed that it is reasonable to assume a linear distribution of strain across a reinforced concrete cross section (plane sections remain plane), even near nominal strength except in cases as described in Chapter 23. The strain in both nonprestressed reinforcement and in concrete is assumed to be directly proportional to the distance from the neutral axis. This assumption is of primary importance in design for determining the strain and corresponding stress in the reinforcement.

R22.2.1.2 أكدت اختبارات عديدة أنه من المعقول أن نفترض توزيعًا خطيًا للانفعال عبر مقطع عرضي من الخرسانة المسلحة (تظل أجزاء من المقطع مستوية) ، حتى بالقرب من القوة الاسمية باستثناء الحالات الموضحة في الفصل 23. يفترض أن الانفعال في كل من التسليح غير مسبقة الشد والخرسانة تتناسب طرديًا مع المسافة من المحور المحايد. هذا الافتراض ذو أهمية أساسية في التصميم لتحديد الإجهاد والإجهاد في التسليح.

R22.2.1.4 The change in strain for bonded prestressed reinforcement is influenced by the change in strain at the section under consideration. For unbonded prestressed reinforcement, the change in strain is influenced by external load, reinforcement location, and boundary conditions along the length of the reinforcement.

R22.2.1.4 يتأثر التغير في الانفعال للتسليح مسبقة الشد المرتبط بالتغيير في الإجهاد في المقطع قيد الدراسة. بالنسبة للتسليح المسبق الاجهاد غير المرتبط ، يتأثر التغير في الانفعال بالحمل الخارجي ، موقع التسليح ، وظروف الحدود على طول التسليح.

Current Code equations for calculating f_{ps} for unbonded tendons, as provided in 20.3.2.4, have been correlated with test results.

تم ربط معادلات الكود الحالي لحساب f_{ps} كابات الشد الغير مرتبط، كما هو منصوص عليه في 20.3.2.4، بنتائج الاختبار.

CODE

الكود

22.2.2 Design assumptions for concrete

22.2.2 افتراضات التصميم في الخرسانة

22.2.2.1 Maximum strain at the extreme concrete compression fiber shall be assumed equal to 0.003.

22.2.2.1 يفترض أن يكون أقصى انفعال عند ألياف الضغط الخرسانية الخارجية يساوي 0.003.

22.2.2.2 Tensile strength of concrete shall be neglected in flexural and axial strength calculations.

22.2.2.2 يجب إهمال مقاومة الشد للخرسانة في حسابات مقاومة الانحناء والقوة المحورية.

22.2.2.3 The relationship between concrete compressive stress and strain shall be represented by a rectangular, trapezoidal, parabolic, or other shape that results in prediction of strength in substantial agreement with results of comprehensive tests.

22.2.2.3 يجب أن تمثل العلاقة بين أجهاد الضغط للخرسانة والانفعال بواسطة شكل مستطيل أو شبه منحرف أو شبه مكافئ أو أي شكل آخر ينتج عنه التنبؤ بالمقاومة في اتفاق جوهري مع نتائج اختبارات شاملة.

COMMENTARY

التعليق

R22.2.2 Design assumptions for concrete

R22.2.2 افتراضات التصميم في الخرسانة

R22.2.2.1 The maximum concrete compressive strain at crushing of the concrete has been observed in tests of various kinds to vary from 0.003 to higher than 0.008 under special conditions. However, the strain at which strength of the member is developed is usually 0.003 to 0.004 for members of normal proportions, materials, and strength.

R22.2.2.1 لوحظ أقصى انفعال انضغاطية للخرسانة عند تكسير الخرسانة في اختبارات أنواع مختلفة تتراوح من 0.003 إلى أعلى من 0.008 في ظل ظروف خاصة. ومع ذلك، فإن الانفعال التي يتم تثبيت قوة العضو بها هي عادة 0.003 إلى 0.004 للأعضاء ذات النسب الطبيعية والمواد والقوة.

R22.2.2.2 The tensile strength of concrete in flexure (modulus of rupture) is a more variable property than the compressive strength and is approximately 10 to 15 percent of the compressive strength. Tensile strength of concrete in flexure is conservatively neglected in calculating the nominal flexural strength. The strength of concrete in tension, however, is important in evaluating cracking and deflections at service loads.

R22.2.2.2 إن مقاومة الشد للخرسانة في الانثناء (معامل التمزق) هي خاصية أكثر تغيراً من مقاومة الانضغاط وهي تقريباً 10 إلى 15 في المائة من قوة الانضغاط. يتم إهمال قوة الشد للخرسانة في الانثناء بشكل متوازن في حساب قوة الانحناء الاسمية. ومع ذلك، فإن قوة الخرسانة في الشد مهمة في تقييم التشقق والشوة في أحمال الخدمة.

R22.2.2.3 At high strain levels, the stress-strain relationship for concrete is nonlinear (stress is not proportional to strain). As stated in 22.2.2.1, the maximum usable strain is set at 0.003 for design. The actual distribution of concrete compressive stress within a cross section is complex and usually not known explicitly. Research has shown that the important properties of the concrete stress distribution can be approximated closely using any one of several different assumptions for the shape of the stress distribution.

R22.2.2.3 عند مستويات الإجهاد العالية، تكون علاقة الإجهاد والانفعال للخرسانة غير خطية (لا يتناسب الضغط مع الإجهاد). كما ذكر في 22.2.2.1، يتم تعيين أقصى انفعال قابلة للاستخدام في 0.003 للتصميم. التوزيع الفعلي لاجهادات الضغط الخرساني ضمن قطاع عرضي معقد وغالباً ما لا يُعرف بشكل صريح. لقد أظهرت الأبحاث أن الخصائص المهمة لتوزيع الضغط الخرساني يمكن تقريبها عن قرب باستخدام أي من الافتراضات المختلفة العديدة لشكل توزيع الضغط.

CODE الكود

22.2.2.4 The equivalent rectangular concrete stress distribution in accordance with 22.2.2.4.1 through 22.2.2.4.3 satisfies 22.2.2.3.

22.2.2.4 يلبي المستطيل المكافئ لتوزيع أجهاد الخرسانة مع 22.2.2.4.1 حتى، 22.2.2.3 ، 22.2.2.4.3

22.2.2.4.1 Concrete stress of $0.85f'_c$ shall be assumed uniformly distributed over an equivalent compression zone bounded by edges of the cross section and a line parallel to the neutral axis located a distance a from the fiber of maximum compressive strain, as calculated by:

22.2.2.4.1 يفترض أن أجهاد الخرسانة بمقدار $0.85f'_c$ يتم توزيعه بشكل منتظم على منطقة ضغط مكافئة تحدها حواف المقطع العرضي وخط مواز للمحور المحايد يقع على مسافة a من ألياف أقصى أنفعال للضغط، على النحو المحسوب بواسطة:

$$a = \beta_1 c \quad (22.2.2.4.1)$$

22.2.2.4.2 Distance from the fiber of maximum compressive strain to the neutral axis, c , shall be measured perpendicular to the neutral axis.

22.2.2.4.2 تقاس المسافة من ألياف أقصى أنفعال للضغط إلى المحور المحايد، c ، بشكل عمودي إلى المحور المحايد.

22.2.2.4.3 Values of β_1 shall be in accordance with Table 22.2.2.4.3.

22.2.2.4.3 يجب أن تكون قيم β_1 وفقاً للجدول 22.2.2.4.3.

Table 22.2.2.4.3—Values of β_1 for equivalent rectangular concrete stress distribution

الجدول 22.2.2.4.3- قيم β_1 للمستطيل المكافئ لتوزيع أجهاد الخرسانة

Table 22.2.2.4.3—Values of β_1 for equivalent rectangular concrete stress distribution

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

COMMENTARY التعليق

R22.2.2.4 For design, the Code allows the use of an equivalent rectangular compressive stress distribution (stress block) to replace the more detailed approximation of the concrete stress distribution.

R22.2.2.4 بالنسبة للتصميم ، يسمح الكود باستخدام توزيع ضغط مستطيل (مجموعة الأجهاد) لاستبدال التقريب تفصيلاً لتوزيع الضغط الخرسانة.

R22.2.2.4.1 The equivalent rectangular stress distribution does not represent the actual stress distribution in the compression zone at nominal strength, but does provide essentially the same nominal combined flexural and axial compressive strength as obtained in tests (Mattock et al. 1961).

R22.2.2.4.1 لا يمثل توزيع الإجهاد المستطيل المكافئ لتوزيع الضغط الفعلي في منطقة الضغط عند قوة اسمية ، ولكنه يوفر أساساً نفس القوة الانضغاطية والمحورية نفسها كما تم الحصول عليها في الاختبارات (Mattock et al. 1961).

R22.2.2.4.3 The values for β_1 were determined experimentally. The lower limit of β_1 is based on experimental data from beams constructed with concrete strengths greater than 55 MPa (Leslie et al. 1976; Karr et al. 1978).

R22.2.2.4.3 تم تحديد قيم β_1 تجريبياً. ويستند الحد الأدنى من β_1 إلى بيانات تجريبية من الكمرات المشيدة بقوة خرسانية أكبر من 55 ميجا باسكال (Leslie et al. 1976؛ Karr et al. 1978).

CODE

الكود

22.2.3 Design assumptions for nonprestressed reinforcement

22.2.3 افتراضات التصميم للتسليح الغير مسبقة الاجهاد

22.2.3.1 Deformed reinforcement used to resist tensile or compressive forces shall conform to 20.2.1.

22.2.3.1 يجب أن يتوافق التسليح المحلزن المستخدم لمقاومة قوى الشد أو الضغط مع 20.2.1.

22.2.3.2 Stress-strain relationship and modulus of elasticity for deformed reinforcement shall be idealized in accordance with 20.2.2.1 and 20.2.2.2.

22.2.3.2 يجب أن تكون العلاقة بين الإجهاد والانفعال ومعامل المرونة للتسليح المحلزن مثالية في توافق مع 20.2.2.1 و 20.2.2.2.

22.2.4 Design assumptions for prestressing reinforcement

22.2.4 افتراضات التصميم للتسليح مسبقة الاجهاد

22.2.4.1 For members with bonded prestressing reinforcement conforming to 20.3.1, stress at nominal flexural strength, f_{ps} , shall be calculated in accordance with 20.3.2.3.

22.2.4.1 بالنسبة للعناصر ذات التسليح مسبقة الإجهاد المترابط المتوافق مع 20.3.1، يتم حساب الإجهاد عند مقاومة الانحناء الاسمية، f_{ps} ، وفقاً لـ 20.3.2.3.

22.2.4.2 For members with unbonded prestressing reinforcement conforming to 20.3.1, f_{ps} shall be calculated in accordance with 20.3.2.4.

22.2.4.2 بالنسبة للعناصر ذات التسليح مسبقة الإجهاد الغير مترابط المتوافق مع 20.3.1، يجب أن تحسب f_{ps} وفقاً لـ 20.3.2.4.

22.2.4.3 If the embedded length of the prestressing strand is less than t_d , the design strand stress shall not exceed the value given in 25.4.8.3, as modified by 25.4.8.1(b).

22.2.4.3 إذا كان الطول الغرس لكابل الإجهاد المسبق أقل من t_d ، يجب ألا يتجاوز الإجهاد التصميمي للكابل القيمة الواردة في 25.4.8.3، كما تم تعديلها بمقدار 25.4.8.1(b).

COMMENTARY

التعليق

CODE

الكود

22.3 -Flexural strength

22.3.1 General

22.3 - مقاومة انحناء

22.3.1 عام

22.3.1.1 Nominal flexural strength M_n shall be calculated in accordance with the assumptions of 22.2.

22.3.1.1 تحسب مقاومة الانحناء الاسمية M_n وفقاً لافتراضات 22.2.

22.3.2 Prestressed concrete members

22.3.2 عناصر خرسانية مسبقة الإجهاد

22.3.2.1 Deformed reinforcement conforming to 20.2.1, provided in conjunction with prestressed reinforcement, shall be permitted to be considered to contribute to the tensile force and be included in flexural strength calculations at a stress equal to f_y .

22.3.2.1 يسمح بالتسليح المحلزن المطابق لـ 20.2.1 ، والذي يتم توفيره بالتزامن مع التسليح مسبق الإجهاد ، للإسهام في قوة الشد وإدراجه في حسابات مقاومة الانحناء عند أجهاد يعادل f_y .

22.3.2.2 Other nonprestressed reinforcement shall be permitted to be considered to contribute to the flexural strength if a strain compatibility analysis is performed to calculate stresses in such reinforcement.

22.3.2.2 يجب السماح بالتسليح الأخر الغير مسبق الإجهاد للمساهمة في مقاومة الانحناء إذا تم إجراء تحليل توافق الانفعال لحساب الاجهادات في مثل هذه التسليح.

22.3.3 Composite concrete members

22.3.3 العناصر الخرسانية المركبة

22.3.3.1 Provisions of 22.3.3 apply to members constructed in separate placements but connected so that all elements resist loads as a unit.

22.3.3.1 تنطبق أحكام 22.3.3 على العناصر الانشائية في مواضع منفصلة ولكنها متصلة بحيث أن جميع العناصر تقاوم الأحمال كوحدة.

22.3.3.2 For calculation of M_n for composite slabs and beams, use of the entire composite section shall be permitted.

22.3.3.2 من أجل حساب M_n للبلاطات والكمرات المركبة، يسمح باستخدام المقطع المركب بأكمله.

22.3.3.3 For calculation of M_n for composite slabs and beams, no distinction shall be made between shored and unshored members.

22.3.3.3 لحساب M_n للبلاطات والكمرات المركبة، لا يسمح التمييز بين العناصر المشتركة والغير مشتركة.

COMMENTARY

التعليق

R22.3—Flexural strength

R22.3 - مقاومة انحناء

R22.3.3 Composite concrete members

22.3.3 العناصر الخرسانية المركبة

R22.3.3.1 The scope of Chapter 22 is intended to include composite concrete flexural members. In some cases, with cast-in-place concrete, separate placements of concrete may be designed to act as a unit. In these cases, the interface is designed for the loads that will be transferred across the interface. Composite structural steel-concrete beams are not covered in this chapter. Design provisions for these types of composite members are covered in AISC 360.

22.3-3-1-3 يقصد من مجال الفصل 22 أن يشمل أعضاء الانحناء الخرساني المركب. في بعض الحالات مع الخرسانة المصبوبة في الموقع، يمكن تصميم مواضع منفصلة للخرسانة لتكون بمثابة وحدة. في هذه الحالات، تم تصميم الواجهة للأحمال التي سيتم نقلها عبر الواجهة. لا تغطي هذا الفصل الكمرات المصنوعة من الخرسانة والخرسانة المركبة. تتم تغطية أحكام التصميم الخاصة بهذه الأنواع من الأعضاء المركبة في AISC 360.

CODE

الكود

22.3.3.4 For calculation of M_n for composite members where the specified concrete compressive strength of different elements varies, properties of the individual elements shall be used in design. Alternatively, it shall be permitted to use the value of f_c' for the element that results in the most critical value of M_n .

22.3.3.4 لحساب M_n للعناصر المركبة حيث تختلف مقاومة ضغط الخرسانة المحددة للعناصر المختلفة، يجب استخدام خصائص العناصر المستقلة في التصميم. وبدلاً من ذلك، يجب السماح باستخدام قيمة f_c' للعنصر الذي ينتج القيمة الأكثر حرجاً لـ M_n .

22.4 —Axial strength or combined flexural and axial strength

22.4 - مقاومة القوة المحورية أو العزم المشترك والقوة المحورية

22.4.1 General

22.4.1 عام

22.4.1.1 Nominal flexural and axial strength shall be calculated in accordance with the assumptions of 22.2.

22.4.1.1 تحسب مقاومة الانحناء والقوة المحورية الاسمية حسب افتراضات 22.2.

22.4.2 Maximum axial compressive strength

22.4.2 مقاومة أقصى ضغط محوري

22.4.2.1 Nominal axial compressive strength P_n shall not exceed $P_{n,max}$ in accordance with Table 22.4.2.1, where P_o is calculated by Eq. (22.4.2.2) for nonprestressed members and composite steel and concrete members, and by Eq. (22.4.2.3) for prestressed members.

22.4.2.1 لا يجب أن تتجاوز P_n مقاومة الضغط المحوري الاسمية، $P_{n,max}$ طبقاً للجدول 22.4.2.1، حيث يتم حساب P_o بواسطة المعادلة (22.4.2.2) للعناصر الغير مسبقة الاجهاد وعناصر الفولاذ والخرسانة المركبة، بواسطة المعادلة (22.4.2.3) للعناصر مسبقة الإجهاد.

Table 22.4.2.1—Maximum axial strength

جدول 22.4.2.1 - أقصى مقاومة محورية

Member	Transverse reinforcement	$P_{n,max}$	
Nonprestressed	Ties conforming to 22.4.2.4	$0.80P_o$	(a)
	Spirals conforming to 22.4.2.5	$0.85P_o$	(b)
Prestressed	Ties	$0.80P_o$	(c)
	Spirals	$0.85P_o$	(d)
Composite steel and concrete columns in accordance with Chapter 10	All	$0.85P_o$	(e)

22.4.2.2 For nonprestressed members and composite steel and concrete members, P_o shall be calculated by:

22.4.2.2 للعناصر الغير مسبقة الاجهاد وعناصر الفولاذ والخرسانة المركبة ، يتم حساب P_o بواسطة:

$$P_o = 0.85f_c'(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (22.4.2.2)$$

where A_{st} is the total area of nonprestressed longitudinal reinforcement.

حيث A_{st} هي المساحة الكلية للتسليح الطولي الغير مسبقة الاجهاد.

COMMENTARY

التعليق

R22.4—Axial strength or combined flexural and axial strength

R22.4 - مقاومة القوة المحورية أو العزم المشترك والقوة المحورية

R22.4.2 Maximum axial compressive strength

R22.4.2 الحد الأقصى لقوة الضغط المحوري

R22.4.2.1 To account for accidental eccentricity, the design axial strength of a section in pure compression is limited to 80 to 85 percent of the nominal axial strength. These percentage values approximate the axial strengths at eccentricity-to-depth ratios of 0.10 and 0.05 for tied and spirally reinforced members conforming to 22.4.2.4 and 22.4.2.5, respectively. The same axial load limitation applies to both cast-in-place and precast compression members.

R22.4.2.1 لحساب التشوه غير المقصود العرضي ، تقتصر القوة المحورية للتصميم لمقطع في الضغط النقي على 80 إلى 85 في المائة من القوة المحورية الاسمية. تقارب قيم النسبة المنوية هذه نقاط القوة المحورية عند النسب المنوية إلى العمق من 0.10 و 0.05 للأعضاء المحلزن المسلحة المطابقين إلى 22.4.2.4 و 22.4.2.5، على التوالي. ينطبق نفس القيد المحوري نفسه على أعضاء الضغط في الموقع والمسبق الصب للعنصر المضغوط.

CODE

الكود

22.4.2.3 For prestressed members, P_o shall be calculated by:

22.4.2.3 بالنسبة للعناصر مسبقة الإجهاد ، يتم حساب P_o بواسطة:

$$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st} - A_{pd}) + f_y A_{st} - (f_{se} - 0.003E_p)A_{pt} \quad (22.4.2.3)$$

where A_{pt} is the total area of prestressing reinforcement, and A_{pd} is the total area occupied by duct, sheathing, and prestressing reinforcement; the value of f_{se} shall be at least $0.003E_p$. For grouted, post-tensioned tendons, it shall be permitted to assume A_{pd} equals A_{pt} .

حيث A_{pt} هي المساحة الكلية للتسليح مسبق الإجهاد، و A_{pd} هي المساحة الكلية التي تشغلها القنوات، والتغطية، والتسليح مسبق الإجهاد. يجب أن تكون قيمة f_{se} على الأقل $0.003E_p$. بالنسبة للكابلات اللاصقة لاحقة الشد، يجب أن نفترض أن قيمة A_{pd} تساوي A_{pt} .

22.4.2.4 Tie reinforcement for lateral support of longitudinal reinforcement in compression members shall satisfy 10.7.6.2 and 25.7.2.

22.4.2.4 يجب أن تستوفي الكانات المستطيلة للركيزة الجانبية للتسليح الطولي في عناصر الضغط 10.7.6.2 و 25.7.2.

22.4.2.5 Spiral reinforcement for lateral support of longitudinal reinforcement in compression members shall satisfy 10.7.6.3 and 25.7.3.

22.4.2.5 يجب أن تستوفي الكانات الحلزونية للركيزة الجانبية للتسليح الطولي في عناصر الضغط 10.7.6.3 و 25.7.3.

22.4.3 Maximum axial tensile strength

22.4.3 مقاومة أقصى شد محوري

22.4.3.1 Nominal axial tensile strength of a nonprestressed, composite, or prestressed member, P_{nt} , shall not be taken greater than $P_{nt,max}$, calculated by:

22.4.3.1 لا ينبغي أن تؤخذ مقاومة الشد المحورية الاسمية لعنصر غير مسبق الإجهاد أو مركب أو مسبق الإجهاد، P_{nt} ، أكبر من $P_{nt,max}$ ، محسوبة بواسطة:

$$P_{nt,max} = f_y A_{st} + (f_{se} + \Delta f_p) A_{pt} \quad (22.4.3.1)$$

where $(f_{se} + \Delta f_p)$ shall not exceed f_{py} , and A_{pt} is zero for nonprestressed members.

حيث $(f_{se} + \Delta f_p)$ يجب ألا تتجاوز f_{py} ، و A_{pt} هي صفر للعناصر الغير مسبقة الإجهاد.

COMMENTARY

التعليق

R22.4.2.3 The effects of prestressing on the axial strength of compression members are taken into account in Eq. (22.4.2.3). Equation (22.4.2.3) is similar to Eq. (22.4.2.2) for nonprestressed compression members. The effective area of concrete subjected to the limiting stress of $0.85f'_c$ is reduced by the term A_{pd} to account for the area of ducts, sheathing, and prestressing reinforcement. A third term is added to account for the reduction of column capacity due to the prestressing force. At nominal strength, the stress in the prestressing reinforcement, f_{se} , is decreased by $0.003E_p$, where 0.003 is the assumed compressive strain at the axial capacity of the member.

R22.4.2.3 تؤخذ تأثيرات الإجهاد المسبق على القوة المحورية لأعضاء الضغط في الاعتبار في Eq. (22.4.2.3). المعادلة (22.4.2.3) مشابهة لمعادلة (22.4.2.2) لأعضاء الإجهاد غير المسبق. يتم تقليل المساحة الفعلية للخرسانة المعرضة للإجهاد المحدد عند $0.85f'_c$ من خلال مصطلح A_{pd} لحساب منطقة القناة ، والتعليق ، و تسليح المسبق الإجهاد . يضاف مصطلح ثالث لحساب الحد من سعة العمود بسبب قوة الإجهاد المسبق. في القوة الاسمية، يتم تقليل الضغط في تسليح الإجهاد المسبق، f_{se} ، بمقدار $0.003E_p$ ، حيث 0.003 هو الضغط الانفعال المفترض عند السعة المحورية للعضو.

CODE

الكود

22.5 —One-way shear strength

22.5.1 General

22.5 - مقاومة القص ذات الاتجاه الواحد

22.5.1 عام

22.5.1.1 Nominal one-way shear strength at a section, V_n , shall be calculated by:

22.5.1.1 يتم حساب مقاومة القص الأسمية في اتجاه واحد في المقطع، V_n ، من خلال:

$$V_n = V_c + V_s \quad (22.5.1.1)$$

22.5.1.2 Cross-sectional dimensions shall be selected to satisfy Eq. (22.5.1.2).

22.5.1.2 يجب اختيار أبعاد المقطع العرضي لتلبية المعادلة (22.5.1.2).

$$V_u \leq \phi(V_c + .066 \sqrt{f'_c} b_w d) \quad (22.5.1.2)$$

22.5.1.3 For nonprestressed members, V_c shall be calculated in accordance with 22.5.5, 22.5.6, or 22.5.7.

22.5.1.3 بالنسبة للعناصر الغير مسبقة الاجهاد، يتم احتساب V_c وفقاً لما هو 22.5.5 أو 22.5.6 أو 22.5.7.

22.5.1.4 For prestressed members, V_c , V_{ci} , and V_{cw} shall be calculated in accordance with 22.5.8 or 22.5.9.

22.5.1.4 بالنسبة للعناصر مسبقة الاجهاد، يتم حساب V_c و V_{ci} و V_{cw} وفقاً لما هو 22.5.8 أو 22.5.9.

COMMENTARY

التعليق

R22.5—One-way shear strength

R22.5.1 General

R22.5 - مقاومة القص ذات الاتجاه الواحد

R22.5.1 عام

R22.5.1.1 In a member without shear reinforcement, shear is assumed to be resisted by the concrete. In a member with shear reinforcement, a portion of the shear strength is assumed to be provided by the concrete and the remainder by the shear reinforcement.

R22.5.1.1 في عضو بدون تسليح القص، يفترض أن يقاوم القص بواسطة الخرسانة. في عضو مع تسليح القص، من المفترض أن يتم توفير جزء من قوة القص من الخرسانة والباقي عن طريق تسليح القص.

The shear strength provided by concrete, V_c , is assumed to be the same for members with and without shear reinforcement and is taken as the shear causing inclined cracking (Joint ACI-ASCE Committee 426 1973; MacGregor and Hanson 1969; Joint ACI-ASCE Committee 326 1962). After cracking, V_c is attributed to aggregate interlock, dowel action, and the shear transmitted across the concrete compression zone. The shear strength is based on an average shear stress over the effective cross section, $b_w d$.

يفترض أن قوة القص التي تقدمها الخرسانة، V_c ، هي نفسها بالنسبة للأعضاء الذين يعانون من دعم القص أو بدون قص، ويتم اعتبارها أجزاء يسبب التشقق المائل (اللجنة المشتركة ACI-A / CE 466 1973؛ MacGregor و Hanson 1969؛ Joint ACI-ASCE Committee 326 1962). بعد التشقق، يُعزى V_c إلى التجميع الكلي، وتدويل الفعل، والقص الذي ينتقل عبر منطقة ضغط الخرسانة. تعتمد قوة القص على متوسط إجهاد القص على المقطع العرضي الفعال، $b_w d$.

Chapter 23 allows the use of strut-and-tie models in the shear design of any structural concrete member, or discontinuity region in a member. Sectional shear design procedures are acceptable in B-regions.

يسمح الفصل 23 باستخدام نماذج الدعامات والرباط في تصميم القص لأي عضو من الخرسانة الإنشائية، أو منطقة انقطاع في العضو. إجراءات تصميم القص المقطعي مقبولة في مناطق B.

R22.5.1.2 The limit on cross-sectional dimensions in 22.5.1.2 is intended to minimize the likelihood of diagonal compression failure in the concrete and limit the extent of cracking.

R22.5.1.2 يقصد من الحد الأقصى لأبعاد المقطع العرضي في 22.5.1.2 تقليل احتمال فشل الانضغاط القطري في الخرسانة والحد من مدى التشقق.

CODE الكود

22.5.1.5 For calculation of V_c , V_{ci} , and V_{cw} , J shall be in accordance with 19.2.4.

22.5.1.5 لحساب V_c و V_{ci} و V_{cw} ، J يجب أن تكون وفقاً لـ 19.2.4.

22.5.1.6 V_s shall be calculated in accordance with 22.5.10.

22.5.1.6 V_s يتم حسابها وفقاً لـ 22.5.10.

22.5.1.7 Effect of any openings in members shall be considered in calculating V_n .

22.5.1.7 يتم النظر في تأثير أي فتحات في العناصر في حساب V_n .

22.5.1.8 Effect of axial tension due to creep and shrinkage in restrained members shall be considered in calculating V_c .

22.5.1.8 يجب النظر في تأثير الشد المحوري بسبب الزحف والانكماش في العناصر المقيدة في حساب V_c .

22.5.1.9 Effect of inclined flexural compression in variable depth members shall be permitted to be considered in calculating V_c .

22.5.1.9 يجب أن يؤخذ تأثير انحناء الضغط المائل في العناصر متغيرة العمق في الاعتبار عند حساب V_c .

22.5.2 Geometric assumptions

22.5.2 افتراضات هندسية

22.5.2.1 For calculation of V_c and V_s in prestressed members, d shall be taken as the distance from the extreme compression fiber to the centroid of prestressed and any nonprestressed longitudinal reinforcement but need not be taken less than $0.8h$.

22.5.2.1 لحساب V_c و V_s في العناصر مسبقة الإجهاد، يجب أن تؤخذ d كمسافة من ألياف الضغط الخارجية إلى مركز التسليح الطولي مسبقة الإجهاد وأي تسليح طولي غير مسبقة الإجهاد ولكن لا ينبغي أن تؤخذ أقل من $0.8h$.

COMMENTARY التعليق

R22.5.1.7 Openings in the web of a member can reduce its shear strength. The effects of openings are discussed in section 4.7 of **Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973)** and in **Barney et al. (1977)** and **Schlaich et al. (1987)**. Strut-and-tie models as addressed in **Chapter 23** can be used to design members with openings.

R22.5.1.7 يمكن أن تؤدي الفتحات الموجودة في الشفة إلى تقليل قوة القص. وتناقش الآثار المترتبة على الفتحات في القسم 4-7 من اللجنة المشتركة بين اللجنة الاستشارية لأمريكا اللاتينية ومنطقة (ASC) واللجنة 426 (1973) وفي **Barney et al. (1977)** و **Schlaich** وآخرون. (1987). يمكن استخدام نماذج التوصيل والربط كما هو موضح في الفصل 23 في تصميم الأعضاء مع الفتحات.

R22.5.1.9 In a member of variable depth, the internal shear at any section is increased or decreased by the vertical component of the inclined flexural stresses.

R22.5.1.9 في عضو متغاير العمق، يتم زيادة القص الداخلي في أي مقطع أو إنقصاه بالمكون الرأسي لضغط الانحناء المائل.

R22.5.2 Geometric assumptions

R22.5.2 افتراضات هندسية

R22.5.2.1 Although the value of d may vary along the span of a prestressed beam, studies (**MacGregor and Hanson 1969**) have shown that, for prestressed concrete members, d need not be taken less than $0.8h$. The beams considered had some straight prestressed reinforcement or reinforcing bars at the bottom of the section and had stirrups that enclosed the longitudinal reinforcement.

R22.5.2.1 على الرغم من أن قيمة d قد تتباين على امتداد فترة كمره مسبقة الإجهاد، إلا أن الدراسات (**MacGregor و Hanson 1969**) أظهرت أنه بالنسبة لأعضاء الخرسانة سابقة الإجهاد، لا يجب أخذ d أقل من $0.8h$. كانت الكمرات التي تمت دراستها تحتوي على بعض التسليح المستقيمة أو قضبان التسليح في الجزء السفلي من المقطع وكانت تحتوي على كانات تحيط بالتسليح الطولي.

CODE

الكود

22.5.2.2 For calculation of V_c and V_s in solid, circular sections, d shall be permitted to be taken as 0.8 times the diameter, and b_w shall be permitted to be taken as the diameter.

22.5.2.2 ولحساب V_c و V_s في مقاطع دائرية صلبة، يُسمح بأن يُؤخذ d بمقدار 80 مرة من القطر، ويُسمح بأن يُؤخذ b_w كقطر.

22.5.3 Limiting material strengths

22.5.3 تحديد مقاومة المواد

22.5.3.1 The value of f_c' used to calculate V_c , V_{ci} , and V_{cw} for one-way shear shall not exceed 8.3 MPa, unless allowed in 22.5.3.2.

22.5.3.1 يجب ألا تتجاوز قيمة f_c المستخدمة لحساب V_c و V_{ci} و V_{cw} للقص أحادي الاتجاه 8.3 MPa، ما لم يسمح في 22.5.3.2.

22.5.3.2 Values of $\sqrt{f_c'}$ greater than 8.3 MPa shall be permitted in calculating V_c , V_{ci} , and V_{cw} for reinforced or prestressed concrete beams and concrete joist construction having minimum web reinforcement in accordance with 9.6.3.3 or 9.6.4.2.

22.5.3.2 يتم السماح بقيم $\sqrt{f_c'}$ أكبر من 8.3 MPa عند حساب V_c و V_{ci} و V_{cw} للكمات الخرسانية المسلحة أو سابقة الإجهاد والبناء المعصب الخرسانة مع وجود الحد الأدنى من تسليح الشفة الوسطية وفقاً لـ 9.6.3.3 أو 9.6.4.2.

22.5.3.3 The values of f_y and f_{yt} used to calculate V_s shall not exceed the limits in 20.2.2.4.

22.5.3.3 يجب ألا تتجاوز قيم f_y و f_{yt} المستخدمة لحساب V_s الحدود في 20.2.2.4.

COMMENTARY

التعليق

R22.5.2.2 Shear tests of members with circular sections indicate that the effective area can be taken as the gross area of the section or as an equivalent rectangular area (Joint ACI-ASCE Committee 426 1973; Faradji and Diaz de Cossio 1965; Khalifa and Collins 1981).

Although the transverse reinforcement in a circular section may not consist of straight legs, tests indicate that Eq. (22.5.10.5.3) is conservative if d is taken as defined in 22.5.2.2 0Faradji and Diaz de Cossio 1965; Khalifa and Collins 19814.

R22.5.2.2 تشير اختبارات القص الخاصة بالعناصر ذوي المقاطع الدائرية إلى أن المنطقة الفعلية يمكن اعتبارها المساحة الإجمالية للمقطع أو كمنطقة مستطيلة مكافئة (اللجنة المشتركة بين اللجنة الاستشارية المعنية ب ، اللجنة 426 1973 ؛ فراجي و دياز دي كوسيو 1965 ؛ خليفة وكولنز 1981).

على الرغم من أن التسليح العرضي في قسم دائري قد لا يتكون من ساق مستقيمة، إلا أن الاختبارات تشير إلى أن المعادلة (22.5.10.5.3) محافظ إذا تم أخذ d كما هو محدد في 22.5.2.2 Faradji و Diaz de Cossio 1965 ؛ خليفة و كولنز 19814.

R22.5.3 Limiting material strengths

R22.5.3 تحديد مقاومة المواد

R22.5.3.1 Because of a lack of test data and practical experience with concretes having compressive strengths greater than 70 MPa, the Code imposes a maximum value of 8.3 MPa on $\sqrt{f_c'}$ for use in the calculation of shear strength of concrete members. Exceptions to this limit are permitted in beams and joists if the transverse reinforcement satisfies the requirements in 22.5.3.2.

R22.5.3.1 بسبب الافتقار إلى بيانات الاختبار والتجربة العملية للخرسانة التي لها نقاط مقاومة انضغاطية أكبر من 70 ميغاباسكال ، يفرض القانون قيمة قصوى تبلغ 8.3 ميغاباسكال على $\sqrt{f_c'}$ لاستخدامها في حساب قوة القص للأعضاء الخرسانية. يتم السماح باستثناءات لهذا الحد في الكمرات والأعصاب إذا استوفى التسليح العرضي المتطلبات في 22.5.3.2.

R22.5.3.2 Based on the beam test results in Mphonde and Frant & (1984), Elzanaty et al. (1986), Roller and Russell (1990), Johnson and Ramirez (1989), and Oczebe et al. (1999), an increase in the minimum amount of transverse reinforcement is required for high-strength concrete. These tests indicate a reduction in reserve shear strength occurs as f_c' increases in beams reinforced with transverse reinforcement providing an effective shear stress of 0.35 MPa. By providing minimum transverse reinforcement, which increases as f_c' increases, the reduction in shear strength is offset.

R22.5.3.2 استناداً إلى نتائج اختبار الكمرات في Mphonde و (1984) Frant & ، Elzanaty et al. (1986) ، Roller and Russell (1990) ، Ramirez (1989) ، and Oczebe et al. (1999) ، مطلوب زيادة في الحد الأدنى لمقدار التسليح العرضي للخرسانة عالية القوة. تشير هذه الاختبارات إلى حدوث انخفاض في قوة القص الاحتياطية في حالة f_c' زيادة في الكمرات المقواة بالدعامة العرضية مما يوفر إجهاد قص فعال قدره 0.35 ميغاباسكال. من خلال توفير الحد الأدنى من التسليح العرضي، والذي يزيد كزيادة f_c' ، يتم تعويض انخفاض قوة القص.

R22.5.3.3 The upper limit of 420 MPa on the value of f_y and f_{yt} used in design is intended to control diagonal crack width.

R22.5.3.3 يقصد بالحد الأقصى 420 MPa على قيمة f_y و f_{yt} المستخدم في التصميم للتحكم في عرض التشقق القطري.

CODE

الكود

22.5.4 Composite concrete members

22.5.4 العناصر الخرسانية المركبة

22.5.4.1 This section shall apply to members constructed in separate placements but connected so that all elements resist loads as a unit.

22.5.4.1 ينطبق هذا القسم على العناصر الانشائية في مواضع منفصلة ولكنها متصلين بحيث تقاوم جميع العناصر الأحمال كوحدة.

22.5.4.2 For calculation of V_n for composite members, no distinction shall be made between shored and unshored members.

22.5.4.2 لحساب V_n بالنسبة للعناصر المركبة، لا يسمح التمييز بين المشتركة والغير مشتركة.

22.5.4.3 For calculation of V_n for composite members where the specified concrete compressive strength, unit weight, or other properties of different elements vary, properties of the individual elements shall be used in design. Alternatively, it shall be permitted to use the properties of the element that results in the most critical value of V_n .

22.5.4.3 لحساب V_n للعناصر المركبة حيث تختلف مقاومة الضغط للخرسانة المحددة أو وحدة الوزن أو غيرها من الخصائص لعناصر مختلفة، يجب استخدام خصائص العناصر المستقلة في التصميم. وبدلاً من ذلك، يجب أن يسمح باستخدام خصائص العنصر الذي ينتج عنه قيمة V_n الأكثر حرجاً.

22.5.4.4 If an entire composite member is assumed to resist vertical shear, it shall be permitted to calculate V_c assuming a monolithically cast member of the same cross-sectional shape.

22.5.4.4 إذا افترض أن عنصر مركب كامل يقاوم القص الرأسي، فيسمح له بحساب V_c بافتراض أن عنصراً مصبوحاً متجانساً في نفس شكل المقطع العرضي.

22.5.4.5 If an entire composite member is assumed to resist vertical shear, it shall be permitted to calculate V_s assuming a monolithically cast member of the same cross-sectional shape if shear reinforcement is fully anchored into the interconnected elements in accordance with 25.7.

22.5.4.5 إذا افترض أن عنصر مركب كامل يقاوم القص الرأسي، فيسمح له بحساب V_s بافتراض أن عنصراً مصبوحاً متجانساً في نفس شكل المقطع العرضي إذا كان تسليح القص مثبتاً بالكامل في العناصر المترابطة وفقاً لـ 25.7.

22.5.5 V_c for nonprestressed members without axial force

22.5.5 V_c للعناصر الغير مسبقة الاجهاد بدون قوة محورية

COMMENTARY

التعليق

R22.5.4 Composite concrete members

22.5.4 العناصر الخرسانية المركبة

R22.5.4.1 The scope of Chapter 22 includes composite concrete members. In some cases with cast-in-place concrete, separate placements of concrete may be designed to act as a unit. In these cases, the interface is designed for the loads that will be transferred across the interface. Composite structural steel-concrete beams are not covered in this chapter. Design provisions for such composite members are covered in AISC 360.

R22.5.4.1 يشمل نطاق الفصل 22 أعضاء الخرسانة المركبة. في بعض الحالات مع الخرسانة المصبوبة في الموقع، يمكن تصميم مواضع منفصلة للخرسانة لتكون بمثابة وحدة. في هذه الحالات، تم تصميم الواجهة للأحمال التي سيتم نقلها عبر الواجهة. لا تغطي هذا الفصل الكمرات المصنوعة من الخرسانة والخرسانة المركبة. تتم تغطية أحكام التصميم الخاصة بالأعضاء المركبين في AISC 360.

R22.5.5 V_c for nonprestressed members without axial force

22.5.5 V_c للعناصر الغير مسبقة الاجهاد بدون قوة محورية

CODE

الكود

22.5.5.1 For nonprestressed members without axial force, V_c shall be calculated by:

22.5.5.1 للعناصر الغير مسبقة الاجهاد بدون قوة محورية ، يتم حساب V_c بواسطة:

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (22.5.5.1)$$

unless a more detailed calculation is made in accordance with Table 22.5.5.1.

ما لم يتم إجراء حساب أكثر تفصيلاً وفقاً للجدول 22.5.5.1.

Table 22.5.5.1—Detailed method for calculating V_c

جدول 22.5.5.1 - طريقة مفصلة لحساب V_c

Table 22.5.5.1—Detailed method for calculating V_c

V_c		
Least of (a), (b), and (c):	$\left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad [1]$	(a)
	$(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w) b_w d$	(b)
	$0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	(c)

[1] M_u occurs simultaneously with V_u at the section considered.

22.5.6 V_c for nonprestressed members with axial compression

22.5.6 للعناصر الغير مسبقة الاجهاد مع ضغط محوري

22.5.6.1 For nonprestressed members with axial compression, V_c shall be calculated by:

22.5.6.1 للعناصر الغير مسبقة الاجهاد مع ضغط محوري، يتم حساب V_c بواسطة:

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (22.5.6.1)$$

unless a more detailed calculation is made in accordance with Table 22.5.6.1, where N_u is positive for compression.

ما لم يتم إجراء حساب أكثر تفصيلاً وفقاً للجدول 22.5.6.1، حيث تكون N_u موجبة للضغط.

Table 22.5.6.1—Detailed method for calculating V_c for nonprestressed members with axial compression

V_c		
Lesser of (a) and (b):	$\left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u \frac{(4h-d)}{8}} \right) b_w d \quad [1]$	(a)
	Equation not applicable if $M_u - N_u \frac{(4h-d)}{8} \leq 0$	
	$0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{0.29N_u}{A_g}}$	(b)

[1] M_u occurs simultaneously with V_u at the section considered.

COMMENTARY

التعليق

R22.5.5.1 Expression (a) in Table 22.5.5.1 contains three variables, $\lambda\sqrt{f'_c}$ (as a measure of concrete tensile strength), ρ_w , and $V_u d/M_u$, which are known to affect shear strength (Joint ACI-ASCE Committee 326 1962). Test results (Joint ACI-ASCE Committee 326 1962) have indicated that shear strength decreases as the overall depth of the member increases. Expression (b) in Table 22.5.5.1 limits V_c near points of inflection. For most designs, it is convenient to assume that the second term in expressions (a) and (b) of Table 22.5.5.1 equals $0.01 \lambda\sqrt{f'_c}$ and use V_c equal to $0.17 \lambda\sqrt{f'_c} b_w d$, as permitted in Eq. (22.5.5.1).

R22.5.5.1 يحتوي التعبير (أ) في الجدول 22.5.5.1 على ثلاثة متغيرات ، $\lambda\sqrt{f'_c}$ (كمقياس لقوة الشد الخرسانية) ، ρ_w ، و $V_u d / M_u$ ، المعروف أنها تؤثر على قوة القص (ACI-Joint ASCE Committee 326 1962). أشارت نتائج الاختبار (اللجنة المشتركة بين اللجنة الاستشارية لأمريكا الجنوبية واللجنة الاستشارية لأمريكا اللاتينية (ASC-32CE 1962) إلى أن قوة القص تقل مع زيادة العمق الكلي للعضو. التعبير (ب) في الجدول 22.5.5.1 يحدد V_c بالقرب من نقاط الانعطاف. بالنسبة لمعظم التصاميم، من الملائم افتراض أن المصطلح الثاني في التعبيرات (أ) و (ب) من الجدول 22.5.5.1 يساوي $0.01 \lambda\sqrt{f'_c}$ ' ويستخدم V_c يساوي $0.17 \lambda\sqrt{f'_c} b_w d$ ، مسموح في المعادل. (22.5.5.1).

R22.5.6 V_c for nonprestressed members with axial compression

22.5.6 للعناصر الغير مسبقة الاجهاد مع ضغط محوري

R22.5.6.1 The expressions in rows (a) and (b) of Table 22.5.6.1, for members subject to axial compression in addition to shear and moment, are derived in the Joint ACI-ASCE Committee 326 (1962) report. Values of V_c for members subject to shear and axial load are illustrated in Fig. R22.5.6.1. The background for these equations is discussed and comparisons are made with test data in MacGregor and Hanson (1969).

R22.5.6.1 تستمد التعبيرات الواردة في الصفوف (أ) و (ب) من الجدول 22.5.6.1-1 ، بالنسبة إلى الأعضاء من الفئة الفرعية إلى الانضغاط المحوري بالإضافة إلى القص والعزم ، في تقرير اللجنة المشتركة بين اللجنة الاستشارية المعنية بالانظمة والاتصال الخارجي (ASC) الصادر عن اللجنة 326 (1962). يتم توضيح قيم V_c للأعضاء الخاضعين للقص والحمولة المحورية في الشكل R.5.5.6.1. تمت مناقشة خلفية هذه المعادلات وتم إجراء مقارنات مع بيانات الاختبار في MacGregor وهانسون (1969).

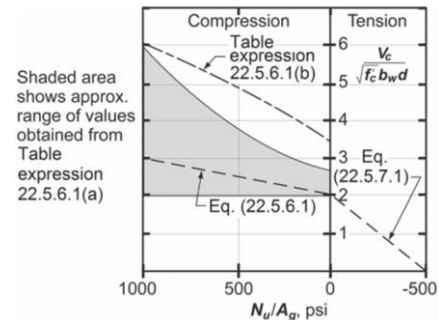


Fig. R22.5.6.1—Comparison of shear strength equations for members subject to axial force.

الشكل R22.5.6.1 مقارنة معادلات قوة القص للأعضاء المحوريين إلى القوة المحورية.

CODE

الكود

22.5.7 V_c for nonprestressed members with significant axial tension

22.5.7 V_c للعناصر الغير مسبقة الاجهاد مع شد محوري

22.5.7.1 For nonprestressed members with significant axial tension, V_c shall be calculated by:

22.5.7.1 للعناصر الغير مسبقة الاجهاد مع شد محوري، يتم حساب V_c بواسطة:

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{3.5 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (22.5.7.1)$$

where N_u is negative for tension, and V_c shall not be less than zero.

حيث N_u سالبة للشد، ويجب ألا يكون V_c أقل من الصفر.

22.5.8 V_c for prestressed members

22.5.8 V_c للعناصر مسبقة الإجهاد

22.5.8.1 This section shall apply to the calculation of V_c for post-tensioned and pretensioned members in regions where the effective force in the prestressed reinforcement is fully transferred to the concrete. For regions of pretensioned members where the effective force in the prestressed reinforcement is not fully transferred to the concrete, 22.5.9 shall govern the calculation of V_c .

22.5.8.1 يطبق هذا المقطع على حساب V_c للعناصر لاحقة الشد ومسبقة الشد في المناطق حيث يتم نقل القوة الفعالة في التسليح مسبق الإجهاد بالكامل إلى الخرسانة. بالنسبة لمناطق العناصر مسبقة الشد حيث لا يتم نقل القوة الفعالة في التسليح مسبق الإجهاد بالكامل إلى الخرسانة، فإن 22.5.9 تتحكم بعملية حساب V_c .

22.5.8.2 For prestressed flexural members with $A_{psfse} \geq 0.4(A_{psfpu} + A_{sfy})$, V_c shall be calculated in accordance with Table 22.5.8.2, but need not be less than the value calculated by Eq. (22.5.5.1). Alternatively, it shall be permitted to calculate V_c in accordance with 22.5.8.3.

22.5.8.2 بالنسبة لعناصر الانحناء مسبقة الاجهاد مع $A_{psfse} \geq 0.4(A_{psfpu} + A_{sfy})$ ، يجب حساب V_c وفقاً للجدول 22.5.8.2 ، ولكن لا يجب أن يكون أقل من القيمة المتناسبة مع المعادلة (22.5.5.1). بدلا من ذلك، يجب أن يسمح لها حساب V_c وفقاً لـ 22.5.8.3.

COMMENTARY

التعليق

R22.5.7 V_c for nonprestressed members with significant axial tension

22.5.7 V_c للعناصر الغير مسبقة الاجهاد مع شد محوري

R22.5.7.1 The term "significant" is used to recognize that judgment is required in deciding whether axial tension needs to be considered. Axial tension often occurs due to volume changes, but the levels may not be detrimental to the performance of a structure with adequate expansion joints and minimum reinforcement. It may be desirable to design shear reinforcement to resist the total shear if there is uncertainty about the magnitude of axial tension.

R22.5.7.1 يستخدم المصطلح "ذي دلالة" للاعتراف بأن الحكم مطلوب في تقرير ما إذا كان الشد المحوري يحتاج إلى النظر فيه. غالباً ما يحدث الشد المحوري بسبب التغيرات في الحجم، ولكن المستويات قد لا تكون ضارة لأداء بنية ذات وصلات تمدد كافية و تسليح دنيا. قد يكون من المرغوب فيه تصميم تسليح القص لمقاومة القص الكلي إذا كان هناك عدم يقين حول حجم الشد المحوري.

R22.5.8 V_c for prestressed members

R22.5.8 - V_c للعناصر المسبقة الإجهاد

R22.5.8.2 This provision offers a simple means of calculating V_c for prestressed concrete beams (MacGregor and Hanson 1969). This provision may be applied to beams having prestressed reinforcement only, or to members reinforced with a combination of prestressed and nonprestressed reinforcement. Expression (a) in Table 22.5.8.2 is most applicable to members subject to uniform loading. In applying the expression in row (a) to simply-supported members subject to uniform loads, Eq. (R22.5.8.2) can be used:

R22.5.8.2 يوفر هذا الحكم وسيلة بسيطة لتحويل V_c للكمرة الخرسانية المسبقة الإجهاد (MacGregor و Hanson 1969). يمكن تطبيق هذا الحكم على الكمرة التي لها تسليح مسبقة الإجهاد فقط، أو للأعضاء الذين يجبرون على الجمع بين التسليح السابق الإجهاد وغير مسبق الإجهاد للشد. يكون التعبير (أ) في الجدول 22.5.8.2 أكثر قابلية للتطبيق على الأعضاء الخاضعين للتحميل الموحد. في تطبيق التعبير في الصف (أ) على الأعضاء المدعومين ببساطة الخاضعين لأحمال موحدة، المعادل (R22.5.8.2) يمكن استخدامها:

$$V_u d_p / M_u = d_p (\ell - 2x) / x(\ell - x) \quad (R22.5.8.2)$$

where ℓ is the span length, and X is the distance from the section being investigated to the support. For concrete with f'_c equal to 35 MPa, V_c from 22.5.8.2 varies, as shown in Fig. R22.5.8.2. Design aids based on this equation are given in ASCE Joint Committee (1940).

حيث ℓ هو طول الامتداد، و X هي المسافة من مقطع يجري التحقيق في الدعم. بالنسبة للخرسانة باستخدام f'_c يساوي 35 MPa ، يختلف V_c من 22.5.8.2 ، كما هو موضح في الشكل R.5.5.8.2. يتم تقديم مساعدات التصميم على أساس هذه المعادلة (ASCE Joint Committee 1940).

CODE

الكود

22.5.8.2—Approximate method for calculating V_c

جدول 22.5.8.2 - طريقة تقريبية لحساب V_c

Table 22.5.8.2—Approximate method for calculating V_c

V_c		
Least of (a), (b), and (c):	$\left(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8\frac{V_u d_p}{M_u}\right)b_w d$ ^[1]	(a)
	$(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8)b_w d$	(b)
	$0.42\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$	(c)

^[1] M_u occurs simultaneously with V_u at the section considered.

22.5.8.3 For prestressed members, V_c shall be permitted to be the lesser of V_{ci} calculated in accordance with 22.5.8.3.1 and V_{cw} calculated in accordance with 22.5.8.3.2 or 22.5.8.3.3.

22.5.8.3 بالنسبة للعناصر مسبقة الاجهاد، يُسمح لـ V_c بأن يكون أقل V_{ci} محسوباً وفقاً للفقرة 22.5.8.3.1 أو V_{cw} محسوباً وفقاً للفقرة 22.5.8.3.2 أو 22.5.8.3.3.

COMMENTARY

التعليق

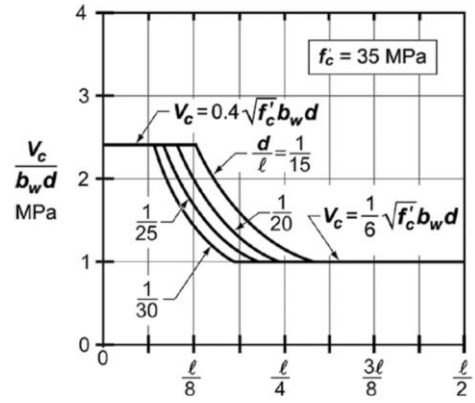


Fig. R22.5.8.2—Application of Table 22.5.8.2 to uniformly loaded prestressed members with $f'_c = 35$ MPa.

Fig. R22.5.8.2—Application of Table 22.5.8.2 to uniformly loaded prestressed members with $f'_c = 35$ MPa.

الشكل R22.5.8.2 من الجدول 22.5.8.2 إلى أعضاء الإجهاض المحملة بشكل موحد مع $f'_c = 35$ ميغاباسكال.

R22.5.8.3 Two types of inclined cracking occur in concrete beams: web-shear cracking and flexure-shear cracking. These two types of inclined cracking are illustrated in Fig. R22.5.8.3. Web-shear cracking begins from an interior point in a member when the principal tensile stresses exceed the tensile strength of the concrete. Flexure-shear cracking is initiated by flexural cracking. When flexural cracking occurs, the shear stresses in the concrete above the crack are increased. The flexure-shear crack develops when the combined shear and flexural-tensile stress exceeds the tensile strength of the concrete. The nominal shear strength provided by the concrete, V_c , is assumed equal to the lesser of V_{ci} and V_{cw} . The derivations of Eq. (22.5.8.3.1a) and Eq. (22.5.8.3.2) are summarized in ACI 318-65.

R22.5.8.3 يوجد نوعان من التشقق المائل في الكمرات الخرسانية: تشقق القص على الشفة و تشقق القص للانحناء. هذان النوعان من التشقق المائل موضحان في الشكل R.5.5.8.3. يبدأ تشقق القص عبر الشفة من نقطة داخلية في عضو عندما تتجاوز الضغوط الشد الرئيسية مقاومة الشد للخرسانة. يبدأ تشقق القص للانحناء من خلال التشقق للشد. عندما يحدث التشقق للانحناء، يتم زيادة الضغوط القص في الخرسانة فوق التشقق. يتطور تشقق القص للانحناء عندما يتعدى القص المشترك وشد الانتثاني مقاومة الشد للخرسانة. ويُفترض أن مقاومة القص الاسمية التي توفرها الخرسانة، V_c ، تساوي أقل قيمة V_{ci} و V_{cw} . اشتقاق المعادل (a22.5.8.3.1) و Eq. يتم تلخيص (22.5.8.3.2) في ACI 318-65.

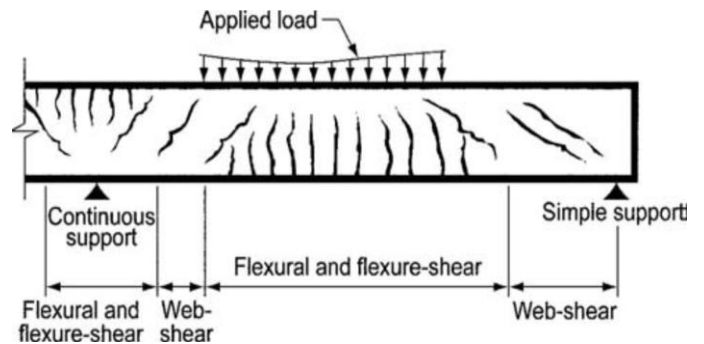


Fig. R22.5.8.3—Types of cracking in concrete beams.

الشكل R22.5.8.3- أنواع التشقق في الكمرات الخرسانية.

CODE

الكود

22.5.8.3.1 The flexure-shear strength V_{ci} shall be the greater of (a) and (b):

22.5.8.3.1 يجب أن تكون مقاومة القص أنحناء V_{ci} أكبر من (a) و (b):

$$(a) V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f'_c}b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \quad (22.5.8.3.1a)$$

$$(b) V_{ci} = 0.14\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \quad (22.5.8.3.1b)$$

where d_p need not be taken less than $0.80h$, the values of M_{max} and V_i shall be calculated from the load combinations causing maximum factored moment to occur at section considered, and M_{cre} shall be calculated by:

حيث لا يجب أخذ d_p أقل من $0.80h$. يتم حساب قيم M_{max} و V_i من تراكيب الاحمال مما يؤدي إلى حدوث أقصى عزم مصعد عند النظر في المقطع، ويتم حساب M_{cre} بواسطة:

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_i} \right) (0.5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) \quad (22.5.8.3.1c)$$

COMMENTARY

التعليق

R22.5.8.3.1 In deriving Eq. (22.5.8.3.1a), it was assumed that V_{ci} is the sum of the shear required to cause a flexural crack at the section in question given by:

R22.5.8.3.1 في اشتقاق المعادلة (a22.5.8.3.1)، افترض أن V_{ci} هو مجموع القص المطلوب لإحداث تشقق منحنى في المقطع المعني من خلال:

$$V = (V_i M_{cre}) / M_{max} \quad (R22.5.8.3.1a)$$

plus an additional increment of shear required to change the flexural crack to a flexure-shear crack. The externally applied factored loads, from which V_i and M_{max} are determined, include superimposed dead load and live load. In calculating M_{cre} for substitution into Eq. (22.5.8.3.1a), I and y_t are the properties of the section resisting the externally applied loads.

بالإضافة إلى زيادة إضافية من القص المطلوبة لتغيير الشق الانحناء إلى شق القص للانحناء. تتضمن الأحمال المحسوبة خارجياً، والتي يتم تحديدها من V_i و M_{max} ، الحمولة الميتة المحملة والحمل الحي. في حساب M_{cre} لاستبداله في Eq. (22.5.8.3.1a)، I و y_t هي خصائص المقطع الذي يقاوم الأحمال المطبقة خارجياً.

For a composite member, where part of the dead load is resisted by only a part of the section, appropriate section properties should be used to calculate f_d . The shear due to dead loads, V_d , and that due to other loads, V_i , are separated in this case. V_d is then the total shear force due to unfactored dead load acting on that part of the section resisting the dead loads acting prior to composite action plus the unfactored superimposed dead load acting on the composite member. The terms V_i and M_{max} may be taken as

بالنسبة لعضو مركب، حيث يتم مقاومة جزء من الحمل الميت بواسطة جزء فقط من المقطع، يجب استخدام خصائص المقطع المناسبة لحساب f_d . يتم فصل القص بسبب الأحمال الميتة، V_d ، وذلك بسبب الأحمال الأخرى، V_i ، في هذه الحالة. V_d ثم قوة القص الكلي بسبب الحمولة الميتة غير المؤثرة التي تعمل على هذا الجزء من المقطع مقاومة الأحمال الميتة التي تعمل قبل عمل المركب بالإضافة إلى الحمولة الميتة غير المضاعفة التي تعمل على العضو المركب. قد يتم أخذ المصطلحين V_i و M_{max} كـ

$$V_i = V_u - V_d \quad (R22.5.8.3.1b)$$

$$M_{max} = M_u - M_d \quad (R22.5.8.3.1c)$$

where V_u and M_u are the factored shear and moment due to the total factored loads, and M_d is the moment due to unfactored dead load (the moment corresponding to f_d). For noncomposite, uniformly loaded beams, the total cross section resists all the shear, and the live and dead load shear force diagrams are similar. In this case, Eq. (22.5.8.3.1a) and Eq. (22.5.8.3.1c) reduce to

حيث V_u و M_u هما القص المحسوب والعزم بسبب مجموع الأحمال المحسوبة، و M_d هي العزم بسبب الحمولة الميتة غير المضاعفة (العزم المقابلة لـ f_d). بالنسبة للكمرة غير المركبة، التي يتم تحميلها بشكل موحد، فإن المقطع العرضي الكلي يقاوم كل القص، ومخططات قوة تحميل الحمول الحية والميتة متشابهة. في هذه الحالة، المعادل (Eq. (22.5.8.3.1c و (a22.5.8.3.1) تقليل إلى

$$V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f'_c}b_w d + \frac{V_u M_{cre}}{M_u} \quad (R22.5.8.3.1d)$$

where

$$M_{cre} = (I/y_i)(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe}) \quad (R22.5.8.3.1e)$$

CODE الكود

22.5.8.3.2 The web-shear strength V_{cw} shall be calculated by:

22.5.8.3.2 تحسب مقاومة القص للشفة الوسطية V_{cw} من خلال:

$$V_{cw} = (0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p \quad (22.5.8.3.2)$$

where d_p need not be taken less than $0.80h$, and V_p is the vertical component of the effective prestress.

حيث لا يلزم أخذ d_p أقل من $0.80h$ ، و V_p هو المكون الرأسى لحالة الإجهاد المسبق الفعال.

22.5.8.3.3 As an alternative to 22.5.8.3.2, it shall be permitted to calculate V_{cw} as the shear force corresponding to dead load plus live load that results in a principal tensile stress of $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ at location (a) or (b):

22.5.8.3.3 كبديل للفقرة 22.5.8.3.2، يُسمح بحساب V_{cw} كقوة القص المقابلة للحمولة الميتة زائداً الحمل الحي الذي ينتج عنه إجهاد شد رئيسي قدره $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ في الموقع (a) أو (ب):

(a) Where the centroidal axis of the prestressed cross section is in the web, the principal tensile stress shall be calculated at the centroidal axis.

(b) Where the centroidal axis of the prestressed cross section is in the flange, the principal tensile stress shall be calculated at the intersection of the flange and the web.

(أ) عندما يكون المحور المركزي للمقطع العرضي مسبق الإجهاد في الشفة الوسطية، يتم حساب إجهاد الشد الرئيسي عند المحور المركزي.

(ب) عندما يكون المحور المركزي للمقطع العرضي مسبق الإجهاد في الشفة العليا، يحسب إجهاد الشد الرئيسي في تقاطع الشفة العليا والشفة الوسطية.

COMMENTARY التعليق

The cracking moment M_{ct} in the two preceding equations represents the total moment, including dead load, required to cause cracking at the extreme fiber in tension. This is not the same as M_{cre} in Eq. 066.5.8.3.1a4 where the cracking moment is that due to all loads except the dead load. In Eq. (22.5.8.3.1a), the dead load shear is added as a separate term. M_u is the factored moment on the beam at the section under consideration, and V_u is the factored shear force occurring simultaneously with M_u . Because the same section proper- ties apply to both dead and live load stresses, there is no need to calculate dead load stresses and shears separately. M_{ct} reflects the total stress change from effective prestress to a tension of $6\lambda f_c/2$, assumed to cause flexural cracking.

التشققات M_{ct} في المعادلتين السابقتين تمثل العزم الكاملة، بما في ذلك الحمولة الميتة، والمطلوبة للتسبب في التشقق عند الألياف المفرطة في الشد. هذا ليس مثل M_{cre} في Eq. 066.5.8.3.1a4 حيث تكون عزم التشقق بسبب كل الأحمال ماعدا الحمولة الميتة. في المعادلة (22.5.8.3.1a)، يضاف مقطع الحمولة النافعة كمصطلح منفصل. M_u هو عزم التحلل على شعاع في المقطع قيد النظر، و V_u هو قوة القص التي تحدث في وقت واحد مع M_u . ونظراً لأن نفس خصائص المقطع تنطبق على كل من إجهاد الحمل الحي والميتة، فلا توجد حاجة إلى حساب إجهادات الحمل الميت والقص بشكل منفصل. يعكس M_{ct} التغيير الكلي للإجهاد من الإجهاد المسبق للشد الفعالة من $6\lambda f_c/2$ ، يفترض حالة التشقق للانحناء

R22.5.8.3.2 Equation (22.5.8.3.2) is based on the assumption that web-shear cracking occurs at a shear level causing a principal tensile stress of approximately $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ at the centroidal axis of the cross section. V_p is calculated from the effective prestress force without load factors.

R22.5.8.3.2 المعادلة (22.5.8.3.2) يستند إلى افتراض أن تشقق القص على الشفة يحدث عند مستوى القص مما يسبب إجهاد الشد الرئيسي بما يقرب من $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ منوية عند المحور المركزي للقطاعات العرضية. ويحسب V_p من قوة الشد المسبقة الفعالة دون عوامل الحمولة.

CODE

الكود

22.5.8.3.4 In composite members, the principal tensile stress in 22.5.8.3.3 shall be calculated using the cross section that resists live load.

22.5.8.3.4 في العناصر المركبة، يتم حساب إجهاد الشد الرئيسي في 22.5.8.3.3 باستخدام المقطع العرضي الذي يقاوم الحمل الحي.

22.5.9 V_c for pretensioned members in regions of reduced prestress force

22.5.9 V_c للعناصر مسبقة الشد في مناطق قوة الإجهاد المسبق المخفضة

22.5.9.1 When calculating V_c , the transfer length of prestressed reinforcement, ℓ_{tr} , shall be assumed to be 50db for strand and 100db for wire.

22.5.9.1 عند حساب V_c ، يفترض أن يكون طول نقل التسليح مسبق الإجهاد، ℓ_{tr} ، 50db للكابل و 100db للسلك.

22.5.9.2 If bonding of strands extends to the end of the member, the effective prestress force shall be assumed to vary linearly from zero at the end of the prestressed reinforcement to a maximum at a distance ℓ_{tr} from the end of the prestressed reinforcement.

22.5.9.2 إذا كان ربط الكابلات يمتد إلى نهاية العنصر، فيجب افتراض أن قوة الإجهاد المسبق الفعالة تتغير خطياً من الصفر في نهاية التسليح مسبق الإجهاد إلى أقصى مسافة من مسافة ℓ_{tr} من نهاية التسليح مسبق الإجهاد.

22.5.9.3 At locations corresponding to a reduced effective prestress force in 22.5.9.2, V_c shall be calculated in accordance with (a) through (c):

22.5.9.3 في المواقع المقابلة قوة الإجهاد المسبق الفعالة المخفضة في 22.5.9.2 ، يجب حساب V_c بالتوافق مع من (أ) إلى (ج):

(a) The reduced effective prestress force shall be used to determine the applicability of 22.5.8.2.

(b) The reduced effective prestress force shall be used to calculate V_{cw} in 22.5.8.3.

(c) The value of V_c calculated using 22.5.8.2 shall not exceed the value of V_{cw} calculated using the reduced effective prestress force.

(أ) تستخدم قوة الإجهاد المسبق الفعالة المخفضة لتحديد التطابق مع 22.5.8.2.

(ب) تستخدم قوة الإجهاد المسبق الفعالة المخفضة لحساب V_{cw} في 22.5.8.3.

(ج) يجب ألا تتجاوز قيمة V_c المحسوبة باستخدام 22.5.8.2 قيمة V_{cw} المحسوبة باستخدام قوة الإجهاد المسبق الفعالة المخفضة.

COMMENTARY

التعليق

R22.5.9 V_c for pretensioned members in regions of reduced prestress force—The effect of the reduced prestress near the ends of pretensioned beams on the shear strength should be taken into account. Provisions 22.5.9.2 and 22.5.9.3 relate to the reduced shear strength at sections within the transfer length of prestressed reinforcement when bonding of prestressing reinforcement extends to the end of the member. Provisions 22.5.9.4 and 22.5.9.5 relate to the reduced shear strength at sections within the length over which some of the prestressed reinforcement is not bonded to the concrete, or within the transfer length of the prestressed reinforcement for which bonding does not extend to the end of the beam.

R22.5.9 - V_c للأعضاء المسبقة الشد في مناطق من قوة الإجهاد المسبق الشد - ينبغي أن يؤخذ في الاعتبار تأثير الحد الأدنى المخفض بالقرب من نهايات الكمرات الثابتة على مقاومة القص. تتعلق الحالتين 22.5.9.2 و 22.5.9.3 بقوة القص المخفضة في المقاطع ضمن طول نقل التسليح المسبقة الإجهاد عندما يمتد ترابط تسليح الإجهاد المسبق إلى نهاية العضو. تتعلق المادتان 22.5.9.4 و 22.5.9.5 بقوة القص المنخفضة في المقاطع التي لا يتم ربط بعض التسليح المسبق الجهد مرتبط فيها بالخرسانة، أو ضمن طول نقل التسليح المسبقة الإجهاد التي لا يمتد الترابط فيها إلى نهاية الكمرات.

CODE

الكود

22.5.9.4 If bonding of strands does not extend to the end of the member, the effective prestress force shall be assumed to vary linearly from zero at the point where bonding commences to a maximum at a distance ℓ_{tr} from that point.

22.5.9.4 إذا لم يمتد ترابط الكابلات إلى نهاية العنصر، يفترض أن تكون قوة الإجهاد المسبق الفعالة تتغير خطيًا من الصفر عند النقطة التي تبدأ فيها الترابط إلى أقصى مسافة من مسافة ℓ_{tr} من تلك النقطة.

22.5.9.5 At locations corresponding to a reduced effective prestress force according to 22.5.9.4, V_c shall be calculated in accordance with (a) through (c):

22.5.9.5 في المواقع المقابلة قوة الإجهاد المسبق الفعالة المخفضة وفقًا لـ 22.5.9.4، يتم حساب V_c وفقًا لـ (a) إلى (c):

- (a) The reduced effective prestress force shall be used to determine the applicability of 22.5.8.2.
- (b) The reduced effective prestress force shall be used to calculate V_c in accordance with 22.5.8.3.
- (c) The value of V_c calculated using 22.5.8.2 shall not exceed the value of V_{cw} calculated using the reduced effective prestress force.

- (أ) تستخدم قوة الإجهاد المسبق الفعالة المخفضة لتحديد التطابق مع 22.5.8.2.
- (ب) تستخدم قوة الإجهاد المسبق الفعالة المخفضة لحساب V_c وفقًا لـ 22.5.8.3.
- (ج) يجب ألا تتجاوز قيمة V_c المحسوبة باستخدام 22.5.8.2 قيمة V_{cw} المحسوبة باستخدام قوة الإجهاد المسبق الفعالة المخفضة.

COMMENTARY

التعليق

CODE

الكود

22.5.10 One-way shear reinforcement

22.5.10 تسليح القص في اتجاه واحد

22.5.10.1 At each section where $V_u > \phi V_c$, transverse reinforcement shall be provided such that Eq. (22.5.10.1) is satisfied.

22.5.10.1 في كل مقطع حيث $V_u > \phi V_c$ ، يجب توفير التسليح العرضي مثل المعادلة (22.5.10.1) مستوفية.

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (22.5.10.1)$$

22.5.10.2 For one-way members reinforced with transverse reinforcement, V_s shall be calculated in accordance with 22.5.10.5.

22.5.10.2 بالنسبة للعناصر المسلحة في اتجاه واحد مع تسليح عرضي، يتم حساب V_s وفقاً لـ 22.5.10.5.

22.5.10.3 For one-way members reinforced with bent-up longitudinal bars, V_s shall be calculated in accordance with 66.5.17.6.

22.5.10.3 بالنسبة للعناصر المسلحة في اتجاه واحد مع أسياخ طولية منحنية للأعلى، يتم حساب V_s وفقاً لـ 66.5.17.6.

22.5.10.4 If more than one type of shear reinforcement is provided to reinforce the same portion of a member, V_s shall be the sum of the V_s values for the various types of shear reinforcement.

22.5.10.4 إذا تم توفير أكثر من نوع واحد من تسليح القص لتسليح الجزء نفسه من العنصر، يجب أن تكون V_s هي مجموع قيم V_s لأنواع مختلفة من تسليح القص.

22.5.10.5 One-way shear strength provided by transverse reinforcement

22.5.10.5 مقاومة القص ذات الاتجاه الواحد التي يوفرها التسليح العرضي

22.5.10.5.1 In nonprestressed and prestressed members, shear reinforcement satisfying (a), (b), or (c) shall be permitted:

22.5.10.5.1 في العناصر الغير مسبقة الاجهاد ومسبقة الاجهاد، يُسمح بتسليح القص الذي يستوفي (أ) أو (ب) أو (ج):

- (a) Stirrups, ties, or hoops perpendicular to longitudinal axis of member
- (b) Welded wire reinforcement with wires located perpendicular to longitudinal axis of member
- (c) Spiral reinforcement

(أ) الكانات أو الروابط أو الأطواق المتعامدة مع المحور الطولي للعنصر

(ب) تسليح الأسلاك الملحومة بأسلاك موضوعة عمودياً بالمحور الطولي للعنصر

(ج) التسليح الحلزوني

COMMENTARY

التعليق

R22.5.10 One-way shear reinforcement

R22.5.10 تسليح القص في اتجاه واحد

R22.5.10.2 Provisions of 22.5.10.5 apply to all types of transverse reinforcement, including stirrups, ties, hoops, crossties, and spirals.

R22.5.10.2 تنطبق الأحكام الواردة في 22.5.10.5 على جميع أنواع التسليح العرضي، بما في ذلك الكانات، والروابط، والأطواق، والعكفات، واللولب.

R22.5.10.5 One-way shear strength provided by transverse reinforcement—Design of shear reinforcement is based on a modified truss analogy. In the truss analogy, the force in vertical ties is resisted by shear reinforcement. However, considerable research on both nonprestressed and prestressed members has indicated that shear reinforcement needs to be designed to resist only the shear exceeding that which causes inclined cracking, provided the diagonal members in the truss are assumed to be inclined at 45 degrees. The concrete is assumed to contribute to the shear capacity through resistance across the concrete compressive zone, aggregate interlock, and dowel action in an amount equivalent to that which caused incline cracking.

R22.5.10.5 تسليح القص في اتجاه واحد - يستند تصميم تسليح القص إلى قياس الجمالون المعدل. في قياس الجمالون، مقاومة القوة في العلاقات الرأسية بواسطة تسليح القص. ومع ذلك، فقد أشارت البحوث كبير على كل أعضاء غير مسبقة الاجهاد التي مئة تسليح القص يحتاج إلى أن تكون مصممة لمقاومة فقط القص تزيد على ذلك والذي يسبب ميلا للتشقق، شريطة تولى أعضاء قطري في الجمالون أن يميل في 45 درجة. من المفترض أن تساهم الخرسانة في قدرة القص من خلال المقاومة عبر منطقة الانضغاط الخرسانتي، والتشابك الكلي، وتدويل العزم بمقدار يعادل ذلك الذي يسبب التشقق المائل.

CODE

الكود

22.5.10.5.2 Inclined stirrups making an angle of at least 45 degrees with the longitudinal axis of the member and crossing the plane of the potential shear crack shall be permitted to be used as shear reinforcement in nonprestressed members.

22.5.10.5.2 يجب أن يسمح باستخدام الكانات المائلة التي تقوم بزاوية 45 درجة على الأقل مع المحور الطولي للعنصر وعبور مستوي تشقق القص المحتمل لاستخدامه كتسليح القص في العناصر الغير مسبقة الاجهاد.

22.5.10.5.3 Vs for shear reinforcement in 22.5.10.5.1 shall be calculated by:

22.5.10.5.3 تحسب قيمة Vs الخاصة بتسليح القص في 22.5.10.5.1 بواسطة:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (22.5.10.5.3)$$

where s is the spiral pitch or the longitudinal spacing of the shear reinforcement, and Av is given in 22.5.10.5.5 or 22.5.10.5.6.

حيث s هي الخطوة الحلزونية أو التباعد الطولي لتسليح القص، وتم إعطاء Av في 22.5.10.5.6 أو 22.5.10.5.5.

22.5.10.5.4 Vs for shear reinforcement in 22.5.10.5.2 shall be calculated by:

22.5.10.5.4 يتم حساب Vs لتسليح القص في 22.5.10.5.2 بواسطة:

$$V_s = \frac{A_v f_y (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad (22.5.10.5.4)$$

where u is the angle between the inclined stirrups and the longitudinal axis of the member, s is measured parallel to the longitudinal reinforcement, and Av is given in 22.5.10.5.5.

حيث u هي الزاوية بين الكانات المائلة والمحور الطولي للعنصر، تقاس s بالتوازي مع التسليح الطولي، ويعطى Av في 22.5.10.5.5.

22.5.10.5.5 For each rectangular tie, stirrup, hoop, or crosstie, Av shall be the effective area of all bar legs or wires within spacing s.

22.5.10.5.5 بالنسبة لكل رابط مستطيل، أو كانات، أو طوق، أو عكفات يجب أن يكون Av هو المساحة الفعالة لجميع أرجل الاسياخ أو الأسلاك ضمن التباعد s.

22.5.10.5.6 For each circular tie or spiral, Av shall be two times the area of the bar or wire within spacing s.

22.5.10.5.6 بالنسبة لكل ربط دائرية أو حلزونية، يجب أن يكون Av مرتين لمساحة السبيخ أو السلك ضمن التباعد s.

COMMENTARY

التعليق

Equations (22.5.10.5.3), (22.5.10.5.4), and (22.5.10.6.2a) are presented in terms of nominal shear strength provided by shear reinforcement Vs. Where shear reinforcement perpendicular to the axis of the member is used, the required area of shear reinforcement, Av, and its spacing, s, are calculated by Research (Anderson and Ramirez 1989; Leonhardt and Walther 1964) has shown that shear behavior of wide beams with substantial flexural reinforcement is improved if the transverse spacing of stirrup legs across the section is reduced.

يتم تقديم المعادلات (22.5.10.5.3)، (22.5.10.5.4)، و (22.5.10.6.2a) من حيث قوة القص الاسمية المقدمة من تسليح القص. عندما يتم استخدام تسليح القص الظاهر على محور العضو، يتم حساب المساحة المطلوبة من تسليح القص، Av، ومباعدتها، s، بواسطة قد أظهرت أن تحسين السلوك القص من الكمرات واسعة مع تسليح القص كبير إذا تم تخفيض تباعد عرضية من ساق الكانات عبر Av، والأبحاث (يونهارت والتر 1964 اندرسون وراميريز 1989).

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_y d} \quad (R22.5.10.5)$$

R22.5.10.5.4 To be effective, it is critical that inclined stirrups cross potential shear cracks. If the inclined stirrups are generally oriented parallel to the potential shear cracks, the stirrups provide no shear strength.

R22.5.10.5.4 ولكي تكون فعالة، فمن الأهمية بمكان أن يعبر الكانات المائلان تشقوق القص المحتملة. إذا كان الكانات المائل موجهاً بشكل عام موازاً لتشقوق القص المحتملة، فإن الكانات لا توفر مقاومة القص.

R22.5.10.5.6 Although the transverse reinforcement in a circular section may not consist of straight legs, tests indicate that Eq. (22.5.10.5.3) is conservative if d is taken as defined in 22.5.2.2 (Faradji and Diaz de Cossio 1965; Khalifa and Collins 1981).

R22.5.10.5.6 على الرغم من أن التسليح العرضي في مقطع دائري قد لا يتكون من ساق مستقيمة، إلا أن الاختبارات تشير إلى أن المعادلة (22.5.10.5.3) محافظة إذا تم أخذ d على النحو المحدد في 22.5.2.2 (Faradji and Diaz de Cossio 1965; Khalifa and Collins 1981).

CODE الكود

22.5.10.6 One-way shear strength provided by bent-up longitudinal bars

22.5.10.6 مقاومة القص ذات الاتجاه الواحد التي توفرها الاسياخ الطولية المكسحة للاعلى

22.5.10.6.1 The center three-fourths of the inclined portion of bent-up longitudinal bars shall be permitted to be used as shear reinforcement in nonprestressed members if the angle α between the bent-up bars and the longitudinal axis of the member is at least 30 degrees.

22.5.10.6.1 يُسمح باستخدام ثلاثة أرباع الجزء المائل من الاسياخ الطولية المكسحة للاعلى لاستخدامها كتسليح القص في العناصر الغير مسبقة الاجهاد إذا كانت الزاوية α بين الاسياخ المكسحة والمحور الطولي للعنصر لا يقل عن 30 درجة.

22.5.10.6.2 If shear reinforcement consists of a single bar or a single group of parallel bars having an area A_v , all bent the same distance from the support, V_s shall be the lesser of (a) and (b):

22.5.10.6.2 إذا كان تسليح القص يتكون من سبيخ واحد أو مجموعة واحدة من الاسياخ المتوازية ذات مساحة A_v ، كلها مكسحة على نفس المسافة من الركيزة ، يجب أن تكون V_s أقل (أ و ب):

$$(a) V_s = A_v f_y \sin \alpha \quad (22.5.10.6.2a)$$

$$(b) V_s = 0.25 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (22.5.10.6.2b)$$

where u is the angle between bent-up reinforcement and longitudinal axis of the member.

حيث u هي الزاوية بين التسليح المكسح والمحور الطولي للعنصر.

22.5.10.6.3 If shear reinforcement consists of a series of parallel bent-up bars or groups of parallel bent-up bars at different distances from the support, V_s shall be calculated by Eq. (22.5.10.5.4).

22.5.10.6.3 إذا كان تسليح القص يتكون من سلسلة من الاسياخ المتوازية المكسحة أو مجموعات من الاسياخ المتوازية المكسحة عند مسافات مختلفة عن الركيزة، يجب حساب V_s بواسطة المعادلة (22.5.10.5.4).

COMMENTARY التعليق

R22.5.10.6 One-way shear strength provided by bent-up longitudinal bars—To be effective, it is critical that the inclined portion of the bent-up longitudinal bar cross potential shear cracks. If the inclined bars are generally oriented parallel to the potential shear cracks, the bars provide no shear strength.

R22.5.10.6 مقاومة القص ذات الاتجاه الواحد التي توفرها الاسياخ الطولية المكسحة للاعلى - لكي تكون فعالة ، من الضروري أن يكون الجزء المائل من الشريط الطولي المرتبط بين القضبان القصيرة التي تتقاطع. إذا كانت القضبان المائلة موجهة بشكل عام بالتوازي مع شقوق القص المحتملة، لا توفر القضبان مقاومة القص.

CODE

الكود

22.6 Two-way shear strength

22.6.1 General

22.6 - مقاومة القص ذات الاتجاهين
22.6.1 عام

22.6.1.1 Provisions 22.6.1 through 22.6.8 apply to the nominal shear strength of two-way members with and without shear reinforcement. Where structural steel I- or channel shaped sections are used as shearheads, two-way members shall be designed for shear in accordance with 22.6.9.

22.6.1.1 تنطبق أحكام 22.6.1 حتى 22.6.8 على مقاومة القص الاسمية للعناصر ذات الاتجاهين مع أو بدون تسليح القص. عندما يتم استخدام المقاطع الانشائية من الحديد I أو المقاطع على شكل قناة المستخدمة كرووس القص، يجب تصميم العناصر ثنائية الاتجاه للقص طبقاً لـ 22.6.9.

22.6.1.2 Nominal shear strength for two-way members without shear reinforcement shall be calculated by

22.6.1.2 يتم حساب مقاومة القص الاسمية للعناصر ذات الاتجاهين بدون تسليح القص بواسطة
$$v_n = v_c \quad (22.6.1.2)$$

22.6.1.3 Nominal shear strength for two-way members with shear reinforcement other than shearheads shall be calculated by

22.6.1.3 يتم حساب مقاومة القص الاسمية للعناصر ذات الاتجاهين مع تسليح القص غير رؤوس القص.
$$v_n = v_c + v_s \quad (22.6.1.3)$$

22.6.1.4 Two-way shear shall be resisted by a section with a depth d and an assumed critical perimeter b_o as defined in 22.6.4.

22.6.1.4 يقاوم القص ذو الاتجاهين بمقطع بعمق d ومحيط حرج مفترض b_o كما هو محدد في 22.6.4.

22.6.1.5 v_c for two-way shear shall be calculated in accordance with 66.6.5. For two-way members with shear reinforcement, v_c shall not exceed the limits in 22.6.6.1.

22.6.1.5 - يتم احتساب v_c للقص ذو اتجاهين بالتوافق مع 66.6.5. بالنسبة للعناصر ثنائي الاتجاه التي لديها تسليح القص، يجب ألا تتجاوز v_c الحدود في 22.6.6.1.

22.6.1.6 For calculation of v_c , J shall be in accordance with 19.6.4.

22.6.1.6 لحساب VC، J يجب أن تكون وفقاً لـ 19.6.4.

COMMENTARY

التعليق

R22.6—Two-way shear strength

R22.6.1 General

Factored shear stress in two-way members due to shear and moment transfer is calculated in accordance with the requirements of 8.4.4. Section 22.6 provides requirements for determining nominal shear strength, either without shear reinforcement or with shear reinforcement in the form of stirrups, headed shear studs, or shearheads. Factored shear demand and strength are calculated in terms of stress, permitting superposition of effects from direct shear and moment transfer.

R22.6 - مقاومة القص ذات الاتجاهين

R22.6.1 عام
يتم حساب مقاومة القص ذات الاتجاهين في الأعضاء و العزم المنتقل وفقاً لمتطلبات 8.4.4. يوفر القسم 22.6 متطلبات لتحديد قوة القص الاسمية ، إما من دون تسليح القص أو بتسليح القص في شكل كانات ، أو حلقات قياس رئيسية ، أو رياشات. يتم حساب طلب وقوة القص المضاعف من حيث الإجهاد، مما يسمح بتراكب التأثيرات من القص المباشر ونقل العزم.

R22.6.1.4 The critical section perimeter b_o is defined in 22.6.4.

R22.6.1.4 تعرف حدود المقطع الحرج b_o في 22.6.4.

CODE الكود

22.6.1.7 For two-way members reinforced with single- or multiple-leg stirrups, v_s shall be calculated in accordance with 22.6.7.

22.6.1.7 بالنسبة للعناصر المسلحة في اتجاهين مع كانات أحادية أو متعددة الساقين، v_s تحسب وفقا لـ 22.6.7.

22.6.1.8 For two-way members reinforced with headed shear stud reinforcement, v_s shall be calculated in accordance with 22.6.8.

22.6.1.8 بالنسبة للعناصر المسلحة في اتجاهين مع تسليح القص بمسامير ذات رأس، v_s تحسب وفقا لـ 22.6.8.

22.6.2 Effective depth

22.6.2 العمق الفعال

22.6.2.1 For calculation of v_c and v_s for two-way shear, d shall be the average of the effective depths in the two orthogonal directions.

22.6.2.1 لحساب قيمة v_c و v_s في حالة القص الثاني، يجب أن يكون d متوسط الأعماق الفعالة في اتجاهات متعامدة.

22.6.2.2 For prestressed, two-way members, d need not be taken less than $0.8h$.

22.6.2.2 بالنسبة إلى العناصر ذات اتجاهين مسبقة الإجهاد، لا يجب أخذ d أقل من $0.8h$.

22.6.3 Limiting material strengths

22.6.3 تحديد مقاومة المواد

22.6.3.1 The value of f_c' used to calculate v_c for two-way shear shall not exceed 8.3 MPa.

22.6.3.1 يجب ألا تتجاوز قيمة f_c المستخدمة لحساب v_c للقص ذو اتجاهين 8.3 MPa.

22.6.3.2 The value of f_{yt} used to calculate v_s shall not exceed the limits in 20.2.2.4.

22.6.3.2 يجب ألا تتجاوز قيمة f_{yt} المستخدمة في حساب v_s الحدود في 20.2.2.4.

COMMENTARY التعليق

R22.6.3 Limiting material strengths

R22.6.3 تحديد مقاومة المواد

R22.6.3.1 There are limited test data on the two-way shear strength of high-strength concrete slabs. Until more experience is obtained for two-way slabs constructed with concretes that have compressive strengths greater than 70 MPa, it is prudent to limit $\sqrt{f_c'}$ to 8.3 MPa for the calculation of shear strength.

R22.6.3.1 توجد بيانات اختبار محدودة لقوة القص ذات الاتجاهين للبلاطات الخرسانية عالية المقاومة. إلى أن يتم الحصول على مزيد من الخبرة للبلاطات ذات الاتجاهين المبنية بالخرسانة التي لها قوة ضغط أكبر من 70 ميجا باسكال، فمن الحكمة $\sqrt{f_c'}$ على 8.3 ميجا باسكال لحساب قوة القص.

R22.6.3.2 The upper limit of 420 MPa on the value of f_{yt} used in design is intended to control cracking.

R22.6.3.2 الغرض من الحد الأقصى البالغ 420 ميجا باسكال على قيمة f_{yt} المستخدمة في التصميم هو التحكم في التشقق.

CODE الكود

22.6.4 Critical sections for two-way members

22.6.4 المقاطع الحرجة للعناصر في الاتجاهين

22.6.4.1 For two-way shear, critical sections shall be located so that the perimeter b_o is a minimum but need not be closer than $d/2$ to (a) and (b):

22.6.4.1 بالنسبة للقص ذو الاتجاهين، يجب تحديد مقاطع حرجة بحيث يكون الحد المحيط b_o هو الحد الأدنى ولكن لا يلزم أن يكون أقرب من $d/2$ إلى (a) و (b):

(a) Edges or corners of columns, concentrated loads, or reaction areas

(b) Changes in slab or footing thickness, such as edges of capitals, drop panels, or shear caps

(أ) حواف أو زوايا الأعمدة أو الأحمال المركزة أو مساحات ردود الأفعال
(ب) التغيرات في سماكة البلاطة أو القواعد، مثل حواف تاج الأعمدة، أو بلاطات المسقطة، أو تاج القص

22.6.4.1.1 For square or rectangular columns, concentrated loads, or reaction areas, critical sections for two-way shear in accordance with 22.6.4.1(a) and (b) shall be permitted to be defined assuming straight sides.

22.6.4.1.1 بالنسبة للأعمدة المربعة أو المستطيلة، أو الأحمال المركزة، أو مساحات ردود الأفعال، فإن الأجزاء الحرجة للقص ذات الاتجاهين وفقاً لـ 22.6.4.1 (أ) و (ب) يجب أن يتم تحديدها على افتراض جوانب مستقيمة.

22.6.4.1.2 For a circular or regular polygon-shaped column, critical sections for two-way shear in accordance with (a) and (b) shall be permitted to be defined assuming a square column of equivalent area.

22.6.4.1.2 بالنسبة إلى عمود دائري أو منتظم على شكل مضلع، يُسمح بتحديد المقاطع الحرجة للقص ذات الاتجاهين وفقاً لـ (أ) و (ب) على افتراض وجود عمود مربع من المساحة المكافئة.

COMMENTARY التعليق

R22.6.4 Critical sections for two-way members—The critical section defined in 22.6.4.1(a) for shear in slabs and footings subjected to bending in two directions follows the perimeter at the edge of the loaded area (Joint ACI-ASCE Committee 326 1962). Loaded area for shear in two-way slabs and footings includes columns, concentrated loads, and reaction areas. An idealized critical section located a distance $d/2$ from the periphery of the loaded area is considered.

R22.6.4 المقاطع الحرجة للعناصر في الاتجاهين - المقطع الحرج المعرف في 22.6.4.1 (a) (يتبع القص في البلاطات والركائز الخاضعة للانحناء في اتجاهين المحيط على حافة المنطقة المحملة (اللجنة المشتركة بين اللجنة الاستشارية المعنية بالمفردات والمعايير ASCE 326 1962) تشمل المنطقة للقص في بلاطة ذات اتجاهين وأساسات، أعمدة، أحمال مركزية، ومناطق تفاعل، ويعتبر مقطع حرج مثالي يقع على بعد $d/2$ من محيط المنطقة المحملة.

For members of uniform thickness without shear reinforcement, it is sufficient to check shear using one section. For slabs with changes in thickness or with shear reinforcement, it is necessary to check shear at multiple sections as defined in 22.6.4.1(a) and (b) and 22.6.4.2.

بالنسبة لأعضاء السماكة المنتظمة دون تسليح القص، يكفي التحقق من القص باستخدام مقطع واحد. بالنسبة للبلاطات ذات التغيرات في السماكة أو تسليح القص، من الضروري التحقق من القص لعدة مقاطع على النحو المحدد في 22.6.4.1 (a) و (b) و 22.6.4.2.

For columns near an edge or corner, the critical perimeter may extend to the edge of the slab.

للأعمدة بالقرب من حافة أو زاوية، قد يمتد المحيط الحرج إلى حافة البلاطة.

CODE

الكود

22.6.4.2 For two-way members reinforced with headed shear reinforcement or single- or multi-leg stirrups, a critical section with perimeter b_o located $d/2$ beyond the outermost peripheral line of shear reinforcement shall also be considered. The shape of this critical section shall be a polygon selected to minimize b_o .

22.6.4.2 بالنسبة للعناصر المسلحة في اتجاهين مع تسليح القص بالرأس أو الكانات أحادية الساق أو متعددة الساق، يجب أيضًا مراعاة مقطع حرج مع b_o محيط يقع $d/2$ خارج الخط الخارجي لتسليح القص. يجب أن يكون شكل هذا المقطع الحرج عبارة عن مضلع يتم تحديده لتقليل b_o .

COMMENTARY

التعليق

R22.6.4.2 For two-way members with stirrup or headed stud shear reinforcement, it is required to check shear stress in concrete at a critical section located a distance $d/2$ beyond the point where shear reinforcement is discontinued. Calculated shear stress at this section must not exceed the limits given in expressions (b) and (d) in Table 22.6.6.1. The shape of this outermost critical section should correspond to the minimum value of b_o , as depicted in Fig. R22.6.4.2a, b, and c. Note that these figures depict slabs reinforced with stirrups. The shape of the outermost critical section is similar for slabs with headed shear reinforcement. The square or rectangular critical sections described in 22.6.4.1.1 will not result in the minimum value of b_o for the cases depicted in these figures. Additional critical section checks are required at a distance $d/2$ beyond any point where variations in shear reinforcement occur, such as changes in size, spacing, or configuration.

R22.6.4.2 بالنسبة للأعضاء ذوي الاتجاهين الذين يدعمون الكانات أو تسليح مسمار القص، يلزم التحقق من إجهاد القص في الخرسانة في المقطع الحرج يقع على مسافة $d/2$ بعد النقطة التي يتوقف فيها تسليح القص. يجب ألا يتجاوز إجهاد القص المسموح به في هذا المقطع الحدود المذكورة في التعبيرات (ب) و (د) في الجدول 22.6.6.1. يجب أن يتطابق شكل هذا المقطع الحرج الأبعد مع الحد الأدنى لقيمة b_o ، كما هو مبين في الشكل R22.6.4.2a، b. لاحظ أن هذه الأرقام تصور البلاطة مسلحة بدبابيس. يشبه شكل المقطع الحرج الأبعد عن البلاطة مع تسليح القص بالرأس. لا ينتج عن المقاطع الحاسمة المربعة أو المستطيلة الموصوفة في 22.6.4.1.1 القيمة الدنيا للحالة في الحالات المذكورة في هذه الأرقام. مطلوب فحوصات مقطع حرجة إضافية على مسافة $d/2$ خارج أي نقطة حيث تحدث تغييرات في تسليح القص، مثل التغيرات في الحجم، والتباعد، أو التكوين.

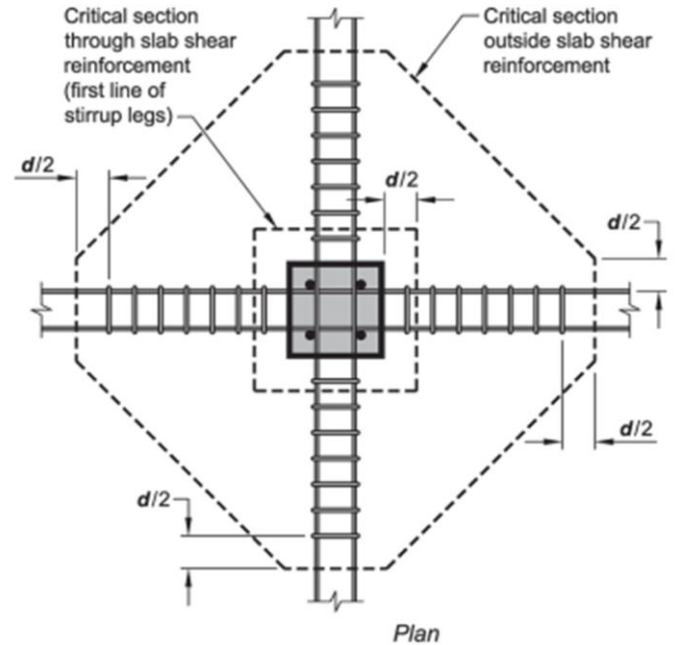


Fig. R22.6.4.2a—Critical sections for two-way shear in slab with shear reinforcement at interior column.

الشكل - R22.6.4.2a. المقاطع الحرجة للقص في اتجاهين في بلاطة مع تسليح القص في العمود الداخلي.

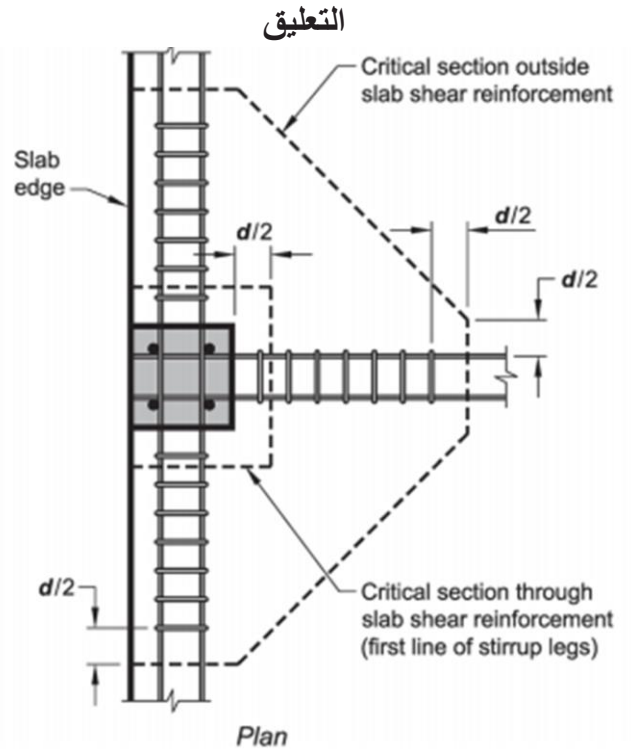


Fig. R22.6.4.2b—Critical sections for two-way shear in slab with shear reinforcement at edge column.

الشكل: R22.6.4.2b - المقاطع الحرجة للقص ذو اتجاهين في البلاطة مع تسليح القص عند عمود الحافة.

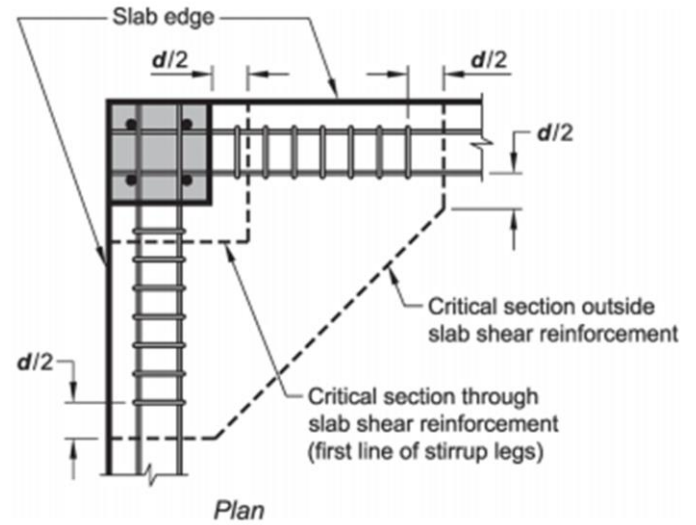


Fig. R22.6.4.2c—Critical sections for two-way shear in slab with shear reinforcement at corner column.

الشكل - R22.6.4.2c. المقاطع الحرجة للقص ذو اتجاهين في البلاطة مع تسليح القص في عمود الزاوية.

CODE

الكود

22.6.4.3 If an opening is located within a column strip or closer than $10h$ from a concentrated load or reaction area, a portion of b_o enclosed by straight lines projecting from the centroid of the column, concentrated load or reaction area and tangent to the boundaries of the opening shall be considered ineffective.

22.6.4.3 في حالة وجود فتحة في شريحة عمود أو أقرب من $10h$ من منطقة تركيز أو منطقة تركيز الحمل، يتم وضع جزء من b_o محاط بخطوط مستقيمة تسقط من النقطة الوسطى للعمود، أو منطقة تركيز أو الحمل المركزة ومماس إلى الحدود من الفتحة التي تعتبر غير فعالة.

COMMENTARY

التعليق

R22.6.4.3 Provisions for design of openings in slabs (and footings) were developed in **Joint ACI-ASCE Committee 326 (1962)**. The locations of the effective portions of the critical section near typical openings and free edges are shown by the dashed lines in Fig. R22.6.4.3. Research (**Joint ACI-ASCE Committee 426 1974**) has confirmed that these provisions are conservative.

R22.6.4.3 وُضعت أحكام لتصميم الفتحات في البلاطات (والاساسات) في اللجنة المشتركة بين اللجنة الاستشارية المعنية ASC واللجنة 326 (1962). يتم عرض مواقع الأجزاء الفعالة من المقطع الحرج بالقرب من الفتحات النموذجية والحواف الحرة بواسطة الخطوط المتقطعة في الشكل R.2.6.4.3. وقد أكدت البحوث (اللجنة المشتركة بين اللجنة الاستشارية المعنية، اللجنة 426 ، 1974) أن هذه الأحكام متحفظة.

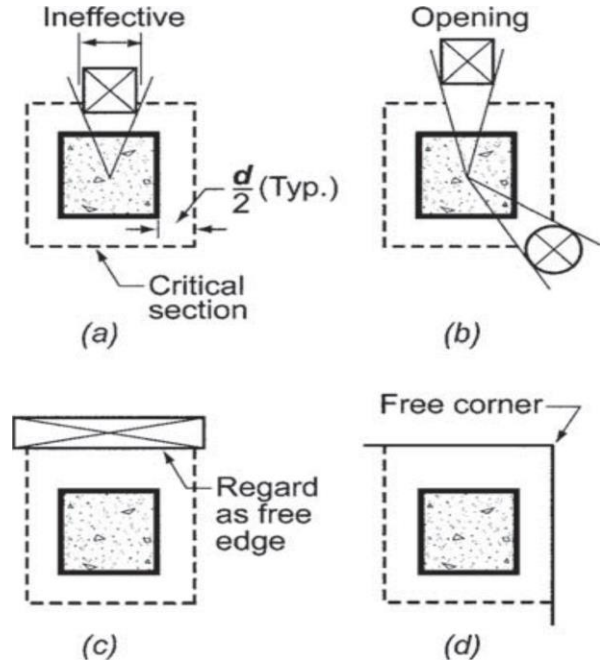


Fig. R22.6.4.3-Effect of openings and free edges (effective perimeter shown with dashed lines).

الشكل R22.6.4.3 - تأثير الفتحات والحواف الحرة (المحيط الفعال الموضح بخطوط متقطعة).

22.6.5 Two-way shear strength provided by concrete

22.6.5 مقاومة الخرسانة للقص في اتجاهين

22.6.5.1 For nonprestressed two-way members, v_c shall be calculated in accordance with 22.6.5.2. For prestressed two-way members, v_c shall be calculated in accordance with (a) or (b):

(a) 22.6.5.2

(b) 22.6.5.5, if the conditions of 22.6.5.4 are satisfied

22.6.5.1 بالنسبة إلى الأعضاء في اتجاهين غير مسبقة الاجهاد، يتم حساب v_c وفقاً لما هو 22.6.5.2. بالنسبة إلى الأعضاء في اتجاهين المسبق الاجهاد، يتم حساب القيمة v_c وفقاً لـ (أ) أو (ب):

(أ) 2-5-6-22

(ب) 22.6.5.5 ، إذا تم استيفاء شروط 22.6.5.4

R22.6.5 Two-way shear strength provided by concrete

R22.6.5 مقاومة الخرسانة للقص في اتجاهين

CODE

الكود

22.6.5.2 v_c shall be calculated in accordance with Table 22.6.5.2.

22.6.5.2 يتم حساب v_c وفقاً للجدول 22.6.5.2.

Table 22.6.5.2—Calculation of v_c for two-way shear

جدول 22.6.5.2 - حساب v_c للقصر في اتجاهين

Table 22.6.5.2—Calculation of v_c for two-way shear

v_c		
Least of (a), (b), and (c):	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)
	$0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
	$0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)

Note: β is the ratio of long side to short side of the column, concentrated load, or reaction area and a_s is given in 22.6.5.3.

ملاحظة β : هي نسبة الجانب الطويل إلى الجانب القصير من العمود ، أو الحمل المركز ، أو مساحة التفاعل وكما هو موضح في 22.6.5.3.

COMMENTARY

التعليق

R22.6.5.2 For square columns, the stress corresponding to the nominal two-way shear strength provided by concrete in slabs subjected to bending in two directions is limited to $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$.

However, tests (Joint ACI-ASCE Committee 426 1974) have indicated that the value of $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ is unconservative when the ratio p of the lengths of the long and short sides of a rectangular column or loaded area is larger than 2.0. In such cases, the actual shear stress on the critical section at punching shear failure varies from a maximum of approximately $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ around the corners of the column or loaded area, down to $0.17\lambda\sqrt{f'_c}$ or less along the long sides between the two end sections. Other tests (Vanderbilt 1972) indicate that v_c decreases as the ratio b_o/d increases. Expressions (b) and (c) in Table 22.6.5.2 were developed to account for these two effects.

R22.6.5.2 بالنسبة للأعمدة المربعة ، فإن الضغط المقابل لمقاومة القصر في الاتجاهين الاسمية التي توفرها الخرسانة في البلاطات الخاضعة للانحناء في اتجاهين يقتصر على $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ ومع ذلك ، فقد أشارت الاختبارات (اللجنة المشتركة بين اللجنة الاستشارية المعنية ASC ، اللجنة 426 1974) إلى أن قيمة $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ غير متساوية عندما تكون النسبة p لأطوال الجانبين الطويل والقصير في عمود مستطيل أو مساحة تحميل أكبر من 2.0. في مثل هذه الحالات ، يختلف إجهاد القصر الفعلي في المقطع الحرج عند إختبار القصر القصوي من حد أقصى يبلغ حوالي $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ حول زوايا العمود أو مساحة التحميل ، وصولاً إلى $0.17\lambda\sqrt{f'_c}$ أو أقل على طول الجوانب الطويلة بين نهايتي المقطع. اختبارات أخرى (فاندربيلت 1972) تشير إلى أن v_c يتناقص مع زيادة نسبة b_o / d . تم التعبير عن (ب) و (ج) في الجدول 22.6.5.2 لمراعاة هذين التأثيرين.

For shapes other than rectangular, p is taken to be the ratio of the longest overall dimension of the effective loaded area to the largest overall perpendicular dimension of the effective loaded area, as illustrated for an L-shaped reaction area in Fig. R22.6.5.2. The effective loaded area is that area totally enclosing the actual loaded area, for which the perimeter is a minimum.

بالنسبة للأشكال الأخرى غير المستطيلة ، تؤخذ p نسبة البعد الإجمالي الأطول لمنطقة التحميل الفعالة إلى أكبر البعد العمودي الكلي للمنطقة المحسنة الفعالة ، كما هو موضح لمنطقة تفاعل على شكل حرف L في الشكل R.66.5. 0.2. منطقة التحميل الفعلية هي تلك المنطقة التي تحيط بشكل كامل بالمنطقة الفعلية المحملة ، والتي يكون الحد الأدنى لها.

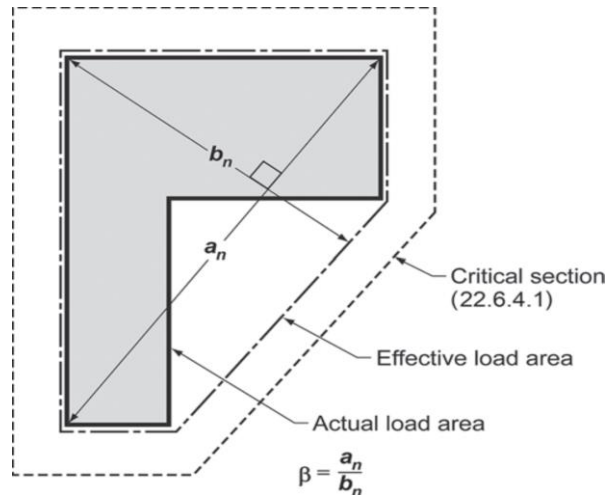


Fig. R22.6.5.2—Value of β for a nonrectangular loaded area.

الشكل R22.6.5.2-قيمة β لمنطقة تحميل غير مستطيلة.

CODE

الكود

22.6.5.3 The value of α_s is 40 for interior columns, 30 for edge columns, and 20 for corner columns.

22.6.5.3 تبلغ قيمة α_s - 40 بالنسبة للأعمدة الداخلية، 30 للأعمدة الطرفية ، و 20 للأعمدة الزاوية.

22.6.5.4 For prestressed, two-way members, it shall be permitted to calculate v_c using 22.6.5.5, provided that (a) through (c) are satisfied:

22.6.5.4 بالنسبة لعناصر مسبق الاجهاد ثنائي الاتجاه ، يتم السماح لهم بحساب القيمة v_c باستخدام 22.6.5.5 ، شريطة أن (أ) الى (ج):

- (a) Bonded reinforcement is provided in accordance with 8.6.2.3 and 8.7.5.3
- (b) No portion of the column cross section is closer to a discontinuous edge than four times the slab thickness h
- (c) Effective prestress f_{pc} in each direction is not less than 0.9 MPa

(أ) يتم توفير التسليح للربط بموجب الفقرتين 8.6.2.3 و 8.7.5.3
(ب) لا يوجد أي جزء من المقطع العرضي للعمود أقرب إلى حافة غير متساوية من أربعة أضعاف سماكة البلاطة h
(ج) لا تقل نسبة تكلفة f_{pc} المسبق الاجهاد الفعالة في كل اتجاه عن 0.9 ميجا باسكال

22.6.5.5 For prestressed, two-way members conforming to 22.6.5.4, v_c shall be permitted to be the lesser of (a) and (b):

22.6.5.5 بالنسبة للعناصر السبقة الاجهاد ثنائي الاتجاه المطابقين لـ 22.6.5.4 ، يُسمح لـ v_c أن يكون أقل من (أ) و (ب):

$$(a) \quad v_c = 0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} + \frac{V_p}{b_o d} \quad (22.6.5.5a)$$

$$(b) \quad v_c = 0.083 \left(1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} + \frac{V_p}{b_o d} \quad (22.6.5.5b)$$

where as is given in 22.6.5.3; the value of f_{pc} is the average of f_{pc} in the two directions and shall not exceed 3.5 MPa; V_p is the vertical component of all effective prestress forces crossing the critical section; and the value of $\sqrt{f'_c}$ shall not exceed 5.8 MPa.

حيث تعطى في 22.6.5.3؛ قيمة F_{PC} هي متوسط f_{pc} في الاتجاهين ويجب ألا تتجاوز 3.5 ميجاباسكال؛ V_p هو المكون الرأسى لجميع قوى مسبق الاجهاد الفعالة التي تعبر المقطع الحرج. ويجب ألا تتجاوز قيمة $\sqrt{f'_c}$ عن 5.8 ميجاباسكال.

COMMENTARY

التعليق

R22.6.5.3 The terms “interior columns,” “edge columns,” and “corner columns” in this provision refer to critical sections with a continuous slab on four, three, and two sides, respectively.

R22.6.5.3 ويشير مصطلح "أعمدة داخلية" و "أعمدة الحافة" و "أعمدة الركن" في هذا الكود إلى الأجزاء الحرجة التي تحتوي على بلاطة مستمرة على أربعة وثلاثة وجانبين ، على التوالي.

R22.6.5.4 For prestressed two-way members, modified forms of expressions (b) and (c) in Table 22.6.5.2 are specified. Research (ACI 423.3R) indicates that the shear strength of two-way prestressed slabs around interior columns is conservatively calculated by the expressions in 22.6.5.5, where v_c corresponds to a diagonal tension failure of the concrete initiating at the critical section defined in 22.6.4.1.

22.6.5.4 بالنسبة لعناصر مسبق الاجهاد ثنائي الاتجاه المعبرة في (b) و (c) وفي الجدول 22.6.5.2، تشير الأبحاث (ACI 423.3R) إلى أن قوة القص للبلطات مسبقة الإجهاد ثنائية الاتجاه حول الأعمدة الداخلية يتم حسابها بطريقة متحفظة بالتعبير في 22.6.5.5، حيث تقابل v_c فشل شد قطري لبدء الخرسانة في المقطع الحرج المحدد في 22.6.4.1.

The mode of failure differs from a punching shear failure around the perimeter of the loaded area of a nonprestressed slab calculated using expression (b) in Table 22.6.5.2. Consequently, the expressions in 22.6.5.5 differ from those for nonprestressed slabs. Values for $\sqrt{f'_c}$ and f_{pc} are restricted in design due to limited test data available beyond the specified limits. When calculating f_{pc} , loss of prestress due to restraint of the slab by shear walls and other structural elements should be taken into account.

يختلف أسلوب الفشل عن فشل القص الخاص حول محيط منطقة التحميل في بلاطة بلا إجهاد مسبق محسوب باستخدام التعبير (b) في الجدول 22.6.5.2. وبالتالي، فإن التعبيرات في 22.6.5.5 تختلف عن تلك المستخدمة في البلاطات غير مسبقة الإجهاد. يتم تقييد قيم $\sqrt{f'_c}$ و f_{pc} في التصميم بسبب محدودية بيانات الاختبار المتاحة خارج الحدود. عند حساب f_{pc} ، ينبغي أن يؤخذ في الحسبان فقدان الإجهاد الناتج عن تقييد البلاطة بواسطة جدران القص والعناصر الهيكلية الأخرى.

CODE

الكود

22.6.6 Maximum shear for two-way members with shear reinforcement

22.6.6 أقصى قص في اتجاهين للعناصر مع تسليح القص

22.6.6.1 For two-way members with shear reinforcement, the value of v_c calculated at critical sections shall not exceed the limits in Table 22.6.6.1.

22.6.6.1 أقصى قص في اتجاهين للعناصر مع تسليح القص، يجب ألا تتجاوز قيمة v_c المحسوبة في المقاطع الحرجة الحدود الواردة في الجدول 22.6.6.1.

Table 22.6.6.1—Maximum v_c for two-way members with shear reinforcement

الجدول 22.6.6.1 - الحد الأقصى v_c للعناصر في الاتجاهين مع تسليح القص

Table 22.6.6.1—Maximum v_c for two-way members with shear reinforcement

Type of shear reinforcement	Maximum v_c at critical sections defined in 22.6.4.1		Maximum v_c at critical section defined in 22.6.4.2	
Stirrups	$0.17\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)	$0.17\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
Headed shear stud reinforcement	$0.25\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)	$0.17\lambda\sqrt{f'_c}$	(d)

22.6.6.2 For two-way members with shear reinforcement, effective depth shall be selected such that v_u calculated at critical sections does not exceed the values in Table 22.6.6.2.

22.6.6.2 بالنسبة للعناصر ثنائي الاتجاه مع تسليح القص، يجب اختيار عمق فعال بحيث لا تتجاوز القيم المحسوبة في المقاطع الحرجة القيم الواردة في الجدول 22.6.6.2.

Table 22.6.6.2—Maximum v_u for two-way members with shear reinforcement

الجدول 22-6-6-2 - الحد الأقصى v_u للعناصر في الاتجاهين مع تسليح القص

Table 22.6.6.2—Maximum v_u for two-way members with shear reinforcement

Type of shear reinforcement	Maximum v_u at critical sections defined in 22.6.4.1	
Stirrups	$\phi 0.5\sqrt{f'_c}$	(a)
Headed shear stud reinforcement	$\phi 0.66\sqrt{f'_c}$	(b)

COMMENTARY

التعليق

R22.6.6 Maximum shear for two-way members with shear reinforcement—Critical sections for two-way members with shear reinforcement are defined in 66.6.4.1 for the sections adjacent to the column, concentrated load, or reaction area, and 66.6.4.6 for the section located just beyond the outermost peripheral line of stirrup or headed shear stud reinforcement. Values of maximum v_c for these critical sections are given in Table 22.6.6.1. Limiting values of v_u for the critical sections defined in 66.6.4.1 are given in Table 22.6.6.2.

R22.6.6 أقصى قص في اتجاهين للعناصر مع تسليح القص - يتم تعريف المقاطع الحرجة للعناصر ذات الاتجاهين مع تسليح القص في 66.6.4.1 للمقاطع المجاورة للعمود، أو الحمل المركز، أو منطقة التفاعل، و 66.6.4.6 للمقطع الموجود خارج الخط الخارجي الأبعد من الكانات أو دعامة مسمار تسليح القص. يتم إعطاء قيم أقصى v_c لهذه المقاطع الهامة في الجدول 22.6.6.1. ويوضح الجدول 22-6-6-2 القيم المحددة لـ v_u للمقاطع الحرجة المحددة في 66.6.4.1.

The maximum v_c and limiting value of v_u at the innermost critical section (defined in 22.6.4.1) are higher where headed shear stud reinforcement is provided than the case where stirrups are provided (refer to R12.7.7). Maximum v_c values at the critical sections defined in 22.6.4.2 beyond the outermost peripheral line of shear reinforcement are independent of the type of shear reinforcement provided.

الحد الأقصى لقيمة v_c والقيمة المحددة لـ v_u في المقطع الحرج الأعمق (المحدد في 22.6.4.1) أعلى حيث يتم توفير تسليح مسامير القص من الحالة التي يتم فيها توفير كانات (الرجوع إلى R12.7.7). إن القيم القصوى لـ v_c في المقاطع الحرجة المحددة في 22.6.4.2 خارج الخط الخارجي الخارجي من تسليح القص تكون مستقلة عن نوع تسليح القص المقدمة.

CODE

الكود

22.6.7 Two-way shear strength provided by single- or multiple-leg stirrups

22.6.7 قوة القص ذات الاتجاهين في كانات أحادية أو متعددة الساقين

22.6.7.1 Single- or multiple-leg stirrups fabricated from bars or wires shall be permitted to be used as shear reinforcement in slabs and footings satisfying (a) and (b):

(a) d is at least 150 mm

(b) d is at least $16d_b$, where d_b is the diameter of the stirrups

22.6.7.1 يسمح باستخدام الكانات أحادية الساق أو متعددة الساقين المصنوعة من قضبان أو أسلاك كتسليح للقص في بلاطة وأرضية مستوفية للشرطين (أ) و (ب):

(أ) لا يقل عن 150 مم

(ب) d هي $16d_b$ على الأقل ، حيث d_b هو قطر الكانات

22.6.7.2 For two-way members with stirrups, v_s shall be calculated by:

22.6.7.2 بالنسبة إلى الأعضاء في الاتجاهين الذين لديهم ; كانات ، يتم حساب القيمة بـ:

$$v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_o s} \quad (22.6.7.2)$$

where A_v is the sum of the area of all legs of reinforcement on one peripheral line that is geometrically similar to the perimeter of the column section, and s is the spacing of the peripheral lines of shear reinforcement in the direction perpendicular to the column face.

حيث تمثل A_v مجموع مساحة جميع أرجل التسليح على خط محيطي واحد متماثل هندسياً لمحيط مقطع العمود، و s هو التباعد بين الخطوط الطرفية من تسليح القص في الاتجاه العمودي على وجه العمود.

22.6.8 Two-way shear strength provided by headed shear stud reinforcement

22.6.8 قوة القص ذات الاتجاهين التي يوفرها تسليح مسامير القص

22.6.8.1 Headed shear stud reinforcement shall be permitted to be used as shear reinforcement in slabs and footings if the placement and geometry of the headed shear stud reinforcement satisfies 8.7.7.

22.6.8.1 يسمح باستخدام تسليح تسليح مسامير القص للمقاطع المسموح بها لتسليح القص في البلاطات والاساسات إذا كانت موقعية وهندسة تسليح مسامير القص تلبي 8.7.7.

COMMENTARY

التعليق

R22.6.7 Two-way shear strength provided by single- or multiple-leg stirrups

R22.6.7 قوة القص ذات الاتجاهين في كانات أحادية أو متعددة الساقين

R22.6.7.2 Because shear stresses are used for two-way shear in this chapter, shear strength provided by transverse reinforcement is averaged over the cross-sectional area of the critical section.

R22.6.7.2 بسبب استخدام إجهادات القص المستخدم لقص في اتجاهين في هذا الفصل ، يتم حساب متوسط قوة القص بواسطة التسليح العرضي على مساحة المقطع العرضي للقسم الحرج.

R22.6.8 Two-way shear strength provided by headed shear stud reinforcement—Tests (ACI 461.1R) show that headed shear stud reinforcement mechanically anchored as close as practicable to the top and bottom of slabs is effective in resisting punching shear. The critical section beyond the shear reinforcement is generally assumed to have a polygonal shape (refer to Fig. R22.6.4.2c). Equations for calculating shear stresses on such sections are given in ACI 421.1R.

R22.6.8 قوة القص ذات الاتجاهين التي توفرها تسليح القص - تظهر الاختبارات (ACI 461.1R) أن تسليح القص المرتكزة ميكانيكياً أقرب ما يكون من الناحية العملية إلى أعلى وأسفل البلاطات يكون فعالاً في مقاومة القص المثقوب. يفترض عموماً أن المقطع الحرج إلى ما وراء تسليح القص له شكل متعدد الأضلاع (راجع الشكل رقم R22.6.4.2c). وترد في المعادلات ACI 421.1R معادلات حساب إجهادات القص في هذه المقاطع.

CODE

الكود

22.6.8.2 For two-way members with headed shear stud reinforcement, v_s shall be calculated by:

22.6.8.2 بالنسبة إلى العناصر الثنائية الذين لديهم تسليح مسمار القص ، يجب حساب القيمة بـ:

$$v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_o s} \quad (22.6.8.2)$$

where A_v is the sum of the area of all shear studs on one peripheral line that is geometrically similar to the perimeter of the column section, and s is the spacing of the peripheral lines of headed shear stud reinforcement in the direction perpendicular to the column face.

$$\frac{A_v}{s} \geq 0.17 \sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_{yt}} \quad (22.6.8.3)$$

حيث يكون A_v هو مجموع مساحة كل مسامير القص على خط محيطي واحد متماثل هندسياً لمحيط مقطع العمود ، و s هو التباعد بين الخطوط الفاصلة لتسليح مسمار القص في الاتجاه عمودياً وجه العمود.

22.6.8.3 If headed shear stud reinforcement is provided, A_v/s shall satisfy:

$$\frac{A_v}{s} \geq 2 \sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_{yt}} \quad (22.6.8.3)$$

22.6.8.3 إذا كان متوفر تسليح مسامير القص فيجب ان يستوفي :

22.6.9 Design provisions for two-way members with shearheads

22.6.9 تصميم الاعضاء باتجاهين مع رؤوس القص

22.6.9.1 Each shearhead shall consist of steel shapes fabricated with a full penetration weld into identical arms at right angles. Shearhead arms shall not be interrupted within the column section.

22.6.9.1 يتكون كل رأس من القص من أشكال فولاذية ملفوفة بوحدة كاملة في أذرع متماثلة بزوايا قائمة. لا يجوز قطع أذرع الرؤوس للقص داخل مقطع العمود.

22.6.9.2 A shearhead shall not be deeper than 70 times the web thickness of the steel shape.

22.6.9.2 لا ينبغي أن يكون رأس القص أعمق من 70 أضعاف سمك الشفة من شكل الحديد.

COMMENTARY

التعليق

R22.6.8.2 Because shear stresses are used for two-way shear in this chapter, shear strength provided by transverse reinforcement is averaged over the cross-sectional area of the critical section.

R22.6.8.2 ولما كانت إجهادات القص تستخدم في القص الثنائي في هذا الفصل ، فإن متوسط مقاومة القص التي يوفرها التسليح العرضي يكون في منطقة المقطع العرضي للقسم الحرج.

R22.6.9 Design provisions for two-way members with shearheads—Design provisions for nonprestressed two-way members reinforced with shearheads were originally developed in terms of shear forces (Corley and Hawkins 1968). That approach has been maintained in this section.

R22.6.9 أحكام التصميم الخاصة بالعناصر ذوي الاتجاهين مع القص - تم وضع أحكام التصميم الخاصة بالعناصر الثنائيين غير الثابتين المسلحين برؤوس القص في الأصل من حيث قوى القص (Corley and Hawkins 1968). وقد تم الحفاظ على هذا النهج في هذا القسم.

R22.6.9.1 Based on reported test data (Corley and Hawkins 1968), design procedures are presented for shearhead reinforcement consisting of structural steel shapes. For a column connection transferring moment, the design of shearheads is given in 22.6.9.11 and 22.6.9.12.

R22.6.9.1 استناداً إلى بيانات الاختبار المبلغ عنها (Corley and Hawkins 1968) ، يتم تقديم إجراءات التصميم للسيطرة على القص الذي يتكون من أشكال الصلب الإنشائية. بالنسبة لاتصال عمود النقل للعزم، يتم إعطاء تصميم للقص في 22.6.9.11 و 22.6.9.12.

CODE

الكود

22.6.9.3 The ends of each shearhead arm shall be permitted to be cut at angles of at least 30 degrees with the horizontal if the plastic flexural strength M_p of the remaining tapered section is adequate to resist the shear force attributed to that arm of the shearhead.

22.6.9.3 يجب أن يتم قطع أطراف كل ذراع رأس قص في زوايا لا تقل عن 30 درجة مع الأفقي إذا كانت قوة الانحناء المرن M_p للقسم المتبقي كافية لمقاومة قوة القص المنسوبة إلى ذراع رأس القص.

22.6.9.4 Compression flanges of steel shapes shall be within $0.3d$ of the compression surface of the slab.

22.6.9.4 يجب أن تكون حواف الانضغاط للأشكال الفولاذية ضمن $0.3d$ من سطح الانضغاط للبلاطة.

22.6.9.5 The ratio α_v between the flexural stiffness of each shearhead arm and that of the surrounding composite cracked slab section of width $(c_2 + d)$ shall be at least 0.15.

22.6.9.5 يجب أن تكون النسبة α_v بين الصلابة الانحنائية لكل ذراع رأس قص وتلك الخاصة بمقطع البلاطة المشقوق المترابك من العرض $(c_2 + d)$ على الأقل 0.15.

22.6.9.6 For each arm of the shearhead, M_p shall satisfy:

22.6.9.6 لكل ذراع من رأس القص، يجب أن يفي M_p :

$$M_p \geq \frac{V_u}{2\phi n} \left[h_v + \alpha_v \left(\ell_v - \frac{c_1}{2} \right) \right] \quad (22.6.9.6)$$

where ϕ corresponds to tension-controlled members, n is the number of shearhead arms, and ℓ_v is the minimum length of each shearhead arm required to satisfy 22.6.9.8 and 22.6.9.10.

حيث ϕ تقابل الأعضاء التي يتحكم فيها الشد، n عدد أذرع الرؤوس، و ℓ_v هو الحد الأدنى لطول كل ذراع رأسية مطلوبة لتلبية 22.6.9.8 و 22.6.9.10.

COMMENTARY

التعليق

The design of shearhead reinforcement for connections transferring shear due to gravity load should consider the following. First, a minimum flexural strength should be provided to ensure that the required shear strength of the slab is reached before the flexural strength of the shearhead is exceeded. Second, the shear stress in the slab at the end of the shearhead reinforcement should be limited. Third, after these two requirements are satisfied, the negative moment slab reinforcement can be reduced in proportion to the moment contribution of the shearhead at the design section.

تصميم راس القص المسلح المرتبط من نقل قيمة القص لحمول الجاذبية يجب ان يتبع مايلي . أولاً، ينبغي توفير الحد الأدنى من مقاومة الانحناء لضمان الوصول إلى قوة القص المطلوبة للبلاطة قبل تجاوز مقاومة الانحناء للقص. ثانياً، إجهاد القص في البلاطة في النهاية يجب أن تكون التسليح المقيد محدودة. ثالثاً، بعد استيفاء هذين الشرطين، يمكن تقليل التسليح السلبي لعزم البلاطة بما يتناسب مع مساهمة رأس القص في المقطع المصمم.

R22.6.9.6 The assumed idealized shear distribution along an arm of a shearhead at an interior column is shown in Fig. R22.6.9.6. The shear along each of the arms is taken as $\alpha_v \phi V_c / n$, where V_c equals v_{cbod} and v_c is defined in 22.6.5.2. The peak shear at the face of the column is taken as the total shear considered per arm V_u / n minus the shear considered transferred to the column by the concrete compression zone of the slab $\phi(V_c/n)(1 - \alpha_v)$. The shear considered transferred to the column by the concrete compression zone approaches zero for a heavy shearhead and approaches $\phi(V_c/n)$ when a light shearhead is used. Equation (22.6.9.6) then follows from the assumption that ϕV_c is approximately one-half the factored shear force V_u . In this equation, M_p is the required plastic flexural strength of each shearhead arm necessary to ensure that V_u is attained as the flexural strength of the shearhead is reached. The quantity ℓ_v is the length from the center of the column to the point at which the shearhead is no longer required, and the distance $c_1/2$ is one-half the dimension of the column in the direction considered.

R22.6.9.6 ويرد في الشكل R21.6.9.6 توزيع القص المثالي المفترض على طول ذراع رأس قص في عمود داخلي. يتم أخذ القص على طول كل ذراع كـ $\alpha_v \phi V_c / n$ ، حيث يتم تعريف V_c يساوي v_{cbod} و v_c في 22.6.5.2. يتم أخذ القص في وجه العمود كجزء إجمالي يُعتبر لكل ذراع V_u / n مطروحاً القص المستخدم في نقله إلى العمود بواسطة منطقة ضغط الخرسانة للبلاطة $\phi(V_c/n)(1 - \alpha_v)$. يقصد بالجزء المقصور الذي تم نقله إلى العمود بواسطة منطقة ضغط الخرسانة الصفر من أجل رأس ثقيل وتقترب $\phi(V_c/n)$ عند استخدام رأس القص. ثم المعادلة (22.6.9.6) يتبع من افتراض أن ϕV_c ما يقرب من نصف قوة القص عامل V_u . في هذه المعادلة، M_p هي قوة الثني المرن المطلوبة لكل ذراع ذي رأس مقصورة ضرورية لضمان الوصول إلى V_u عندما يتم الوصول إلى قوة الانحناء للقصبة. والقيمة ℓ_v هي الطول من مركز العمود إلى النقطة التي لم يعد فيها رأس القصبة مطلوبة ، والمسافة $c_1 / 2$ هي نصف أبعاد العمود في الاتجاه المنظور.

CODE الكود

22.6.9.7 Nominal flexural strength contributed to each slab column strip by a shearhead, M_v , shall satisfy:

22.6.9.7 تساهم قوة الانحناء الاسمية في كل كانة عمود بلاطة بواسطة رأس القص، M_v ، يجب أن تحقق:

$$M_v \leq \frac{\phi \alpha_v V_u}{2n} \left(\ell_v - \frac{c_1}{2} \right) \quad (22.6.9.7)$$

where ϕ corresponds to tension-controlled members. However, M_v shall not exceed the least of (a) through (c):

- (a) 30 percent of M_u in each slab column strip.
- (b) Change in M_u in column strip over the length ℓ_v .
- (c) M_p as given in 22.6.9.6.

حيث ϕ يتوافق مع عناصر يسيطر على الشد. ومع ذلك، يجب ألا تتجاوز M_v أقل من (أ) إلى (ج):

- (أ) 30 في المئة من M_u في كل كانة عمود بلاطة
- (ب) التغيير في M_u في كانة العمود على طول ℓ_v
- (ج) M_p على النحو الوارد في 22.6.9.6

COMMENTARY التعليق

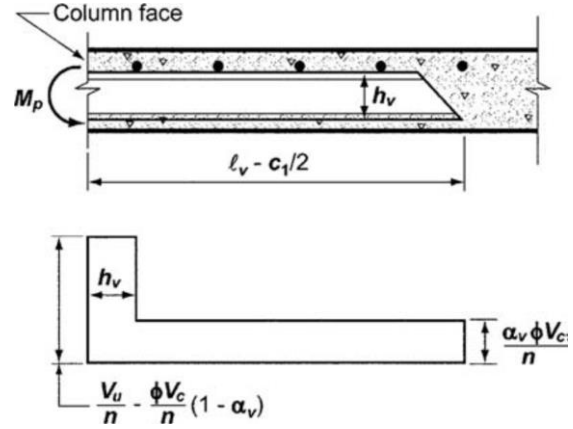


Fig. R22.6.9.6—Idealized shear acting on shearhead.

الشكل. R22.6.9.6 - القص المثالية تعمل على رأس القص.

R22.6.9.7 The flexural strength contribution of the shear-head, M_v , is conservatively calculated from Eq. (22.6.9.7). This expression is based on the assumption that the peak shear at the face of the column is neglected, and ϕV_c is approximately one-half the factored shear force V_u , which is consistent with the assumption used in the development of Eq. (22.6.9.6).

R22.6.9.7 تُحسب مساهمة القوة الانحناء لرأس القص ، M_v ، بطريقة محافظة من المعادل (22.6.9.7). ويستند هذا التعبير إلى افتراض أن قص الذروة في وجه العمود مهمل ، و ϕV_c هو ما يقرب من نصف قوة القص V_u المحسوبة ، والتي تتسق مع الافتراض المستخدم في تطوير المعادلة (22.6.9.6).

CODE

الكود

22.6.9.8 The critical section for shear shall be perpendicular to the plane of the slab and shall cross each shearhead arm at a distance $(3/4)[\ell_v - (c_1/2)]$ from the column face. This critical section shall be located so that b_o is a minimum, but need not be closer than $d/2$ to the edges of the supporting column.

22.6.9.8 يجب أن يكون المقطع الحرج للقص متعامداً مع مستوي البلاطة ويتعين عليه عبور كل ذراع من الرؤوس على مسافة $(3/4)[\ell_v - (c_1/2)]$ من وجه العمود. يجب تحديد موقع هذا المقطع الحرج بحيث يكون الحد الأدنى b_o ، ولكن لا يلزم أن يكون أقرب من $d/2$ إلى حواف عمود الدعم.

22.6.9.9 If an opening is located within a column strip or closer than $10h$ from a column in slabs with shearheads, the ineffective portion of b_o shall be one-half of that given in 22.6.4.3.

22.6.9.9 إذا كان الفتحات موجوده داخل كائنه عمود أو أقرب من $10h$ من عمود في بلاطات ذات رؤوس قص ، فإن الجزء غير الفعال من b_o يجب أن يكون نصف ذلك الموجود في 22.6.4.3

COMMENTARY

التعليق

R22.6.9.8 Test results (Corley and Hawkins 1968) indicated that slabs containing shearheads for which the flexural strength of the shear arms was reached prior to slab shear failure, failed at a shear stress less than $0.33\sqrt{f_c'}$ on a critical section at the end of the shearhead reinforcement. For shearheads where the flexural strength of the shear arms was not reached prior to slab shear failure, the shear strength was brought back to approximately the equivalent of $0.33\sqrt{f_c'}$. The limited test data suggest that a conservative design is desirable. Therefore, the shear strength is calculated as $0.33\sqrt{f_c'}$ on an assumed critical section located inside the end of the shearhead reinforcement.

R22.6.9.8 أشارت نتائج الاختبار (Corley and Hawkins 1968) إلى أن البلاطات تحتوي على رؤوس قص تم الوصول إليها من خلال قوة الانحناء لأذرع القص قبل فشل القص في البلاطة ، فشلت عند إجهاد القص أقل من $0.33\sqrt{f_c'}$ على المقطع الحرج في نهاية التسليح. بالنسبة لرؤوس القص حيث لم يتم الوصول إلى قوة الشد لأذرع القص قبل فشل القص الخاص بالبلاطة، تم إرجاع قوة القص إلى ما يعادل $0.33\sqrt{f_c'}$ تقريباً. وتشير بيانات الاختبار المحدودة إلى أن التصميم المحافظ مرغوب فيه. لذلك، يتم حساب قوة القص بـ $0.33\sqrt{f_c'}$ على مقطع حرج مفترض يقع داخل نهاية تسليح القص.

The critical section is taken through the shearhead arms three-fourths of the distance $[\ell_v - (c_1/2)]$ from the face of the column to the end of the shearhead. However, this assumed critical section need not be taken closer than $d/2$ to the column. Refer to Fig. R22.6.9.8.

يتم أخذ المقطع الحرج من خلال أذرع الرؤوس للقص ثلاثة أرباع المسافة $[\ell_v - (c_1/2)]$ من وجه العمود إلى نهاية رأس القص. ومع ذلك، لا يجب أخذ هذا المقطع الحرج المفترض أقرب من $d/2$ إلى العمود. ارجع إلى الشكل R.22.6.8.

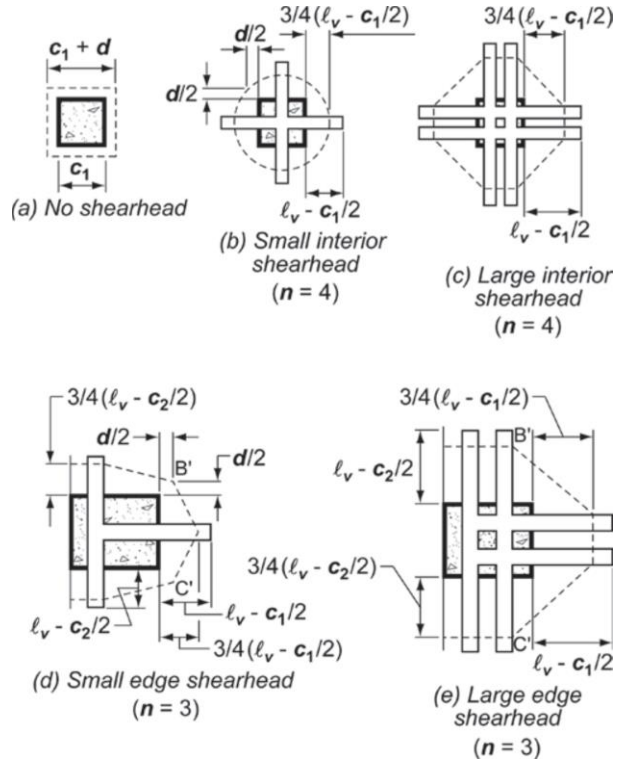


Fig. R22.6.9.8-Location of critical section defined in 22.6.9.8.

CODE

الكود

22.6.9.10 Factored shear stress due to vertical loads shall not be greater than $\phi 0.33\sqrt{f_c'}$ on the critical section given in 22.6.9.8 and shall not be greater than $\phi 0.58\sqrt{f_c'}$ on the critical section closest to the column given in 22.6.4.1(a).

22.6.9.10 لا يجب أن يكون جهد القص المصعد بسبب الأحمال العمودية أكبر من $\phi 0.33\sqrt{f_c'}$ على المقطع الحرج الوارد في 22.6.9.8 ، ويجب ألا يكون أكبر من $\phi 0.58\sqrt{f_c'}$ في المقطع الحرج الأقرب إلى العمود المعطى. في 22.6.4.1(a).

22.6.9.11 Where transfer of moment is considered, the shearhead shall have adequate anchorage to transmit M_p to the column.

22.6.9.11 عند النظر في نقل العزم ، يجب أن يكون لدى رأس القص خط تثبيت ملائم لنقل M_p إلى العمود.

22.6.9.12 Where transfer of moment is considered, the sum of factored shear stresses due to vertical load acting on the critical section given in 22.6.9.8 and the shear stresses resulting from factored moment transferred by eccentricity of shear about the centroid of the critical section closest to the column given in 22.6.4.1(a) shall not exceed $\phi 0.33\lambda\sqrt{f_c'}$.

22.6.9.12 عند النظر في نقل العزم ، فإن مجموع جهد القص المحسوب يرجع إلى الحمل الرأسي القائم على المقطع الحرج الوارد في 22.6.9.8 وجزء القص الناتج من العزم المنقولة بواسطة اللامركزية للقص حول النقطة الوسطى للمقطع الحرج أقرب إلى العمود المعطى في 22.6.4.1 (أ) يجب ألا يتجاوز $\phi 0.33\lambda\sqrt{f_c'}$.

22.7 —Torsional strength

R22.7 - مقاومة الالتواء

COMMENTARY

التعليق

R22.6.9.10 If one or both of the shear stress limits of this provision is exceeded, the slab section is inadequate for the factored shear. If the factored shear stress on the critical section defined in 22.6.4.1(a) exceeds $\phi 0.58\sqrt{f_c'}$, the slab effective depth or f_c' is required to be increased. If factored shear stress on the critical section defined in 22.6.9.8 exceeds $\phi 0.33\sqrt{f_c'}$, effective depth, f_c' , or shearhead length is required to be increased.

R22.6.9.10 إذا تم تجاوز واحد أو كلاهما من حدود إجهاد القص لهذا الحكم ، فإن مقطع البلاطة غير ملائم للقص الواقعي. إذا كان جهد القص المصعد على الحرجة القسم الذي تم تعريفه في 22.6.4.1 (a) (يزيد عن $\phi 0.58\sqrt{f_c'}$ ، يجب زيادة العمق الفعال للبلاطة أو f_c' . إذا كان ضغط القص المحسوب على المقطع الحرج المحدد في 22.6.9.8 يزيد عن $\phi 0.33\sqrt{f_c'}$ أو الطول الفعلي الفعال أو f_c' أو طول رأس القص للزيادة.

R22.6.9.11 Tests (Hawkins and Corley 1974) indicate that the critical sections complying with 22.6.4.1(a) and 22.6.4.4 are appropriate for calculations of shear stresses caused by transfer of moments when shearheads are used. Even though the critical sections for direct shear and shear due to moment transfer differ, they coincide or are in close proximity at the column corners where the failures initiate. Because a shear- head attracts most of the shear, it is conservative to take the maximum shear stress as the sum of the two components (that is, direct shear and shear due to moment transfer). This provision requires the moment M_p to be transferred to the column in shearhead connections transferring moments. This may be accomplished by bearing within the column or by mechanical anchorage.

R22.6.9.11 تشير الاختبارات (Hawkins and Corley 1974) إلى أن المقاطع الحرجة المتوافقة مع 22.6.4.1 (a) و 22.6.4.4 ملائمة لحسابات إجهادات القص الناتجة عن نقل العزوم عند استخدام الرأس للقص). وتختلف أقسام القص والقص المباشر بسبب انتقال العزم، فهما متقاربان أو متقاربان في زوايا العمود حيث تبدأ الفشل، ولما كان رأس القص يجذب معظم القص، فإنه من المحافظ أن يأخذ أقصى إجهاد القص كما مجموع المكونين (أي ، القص المباشر والقص الناتج عن نقل اللحظة). يتطلب هذا الحكم العزم التي يتم فيها نقل M_p إلى العمود في وصلات شعاعية لنقل اللحظات. ويمكن تحقيق ذلك عن طريق تحمل داخل العمود أو بواسطة المرساة الميكانيكية.

R22.7—Torsional strength

R22.7 - مقاومة الالتواء

The design for torsion in this section is based on a thin-walled tube space truss analogy. A beam subjected to torsion is idealized as a thin-walled tube with the core concrete cross section in a solid beam neglected as shown in Fig. R22.7(a). Once a reinforced concrete beam has cracked in torsion, its torsional strength is provided primarily by closed stirrups and longitudinal bars located near the surface of the member. In the thin-walled tube analogy, the strength is assumed to be provided by the outer skin of the cross section roughly centered on the closed stirrups. Both hollow and solid sections are idealized as thin-walled tubes both before and after cracking.

ويستند التصميم للالتواء في هذا المقطع إلى قياس تجاوزيف الانبوب ذي الجدران الرقيقة. يتم تعريض كمرّة تخضع للالتواء كأنبوب ذي جدران رقيقة مع المقطع العرضي الخرساني الأساسي في كمرّة صلبة مهمة كما هو موضح في الشكل R22.7. وبمجرد أن تشقق كمرّة الخرسانة المسلحة في الالتواء، يتم توفير قوة الالتواء في

In a closed thin-walled tube, the product of the shear stress T and the wall thickness t at any point in the perimeter is known as the shear flow, $q = \tau t$. The shear flow q due to torsion acts as shown in Fig. R22.7(a) and is constant at all points around the perimeter of the tube. The path along which it acts extends around the tube at midthickness of the walls of the tube. At any point along the perimeter of the tube, the shear stress due to torsion is $\tau = T/(2A_0t)$, where A_0 is the gross area enclosed by the shear flow path, shown shaded in Fig. R22.7(b), and t is the thickness of the wall at the point where T is being calculated. For a hollow member with continuous walls, A_0 includes the area of the hole.

في أنبوب مغلق ذي جدران رقيقة، فإن إجهاد القص T وسماكة الجدار t عند أي نقطة في المحيط يعرف بتدفق القص، $q = \tau t$. تدفق القص q بسبب أفعال الالتواء كما هو موضح في الشكل (a) R22.7 وثابت في جميع النقاط حول محيط الأنبوب. يمتد المسار الذي تعمل فيه حول الأنبوب عند منتصفه على جدران الأنبوب. في أي نقطة على طول محيط الأنبوب، يكون إجهاد القص الناتج عن الالتواء هو $\tau = T/(2A_0t)$ ، حيث A_0 هي المساحة الإجمالية المحاطة بمسار تدفق القص، الظاهرة في الشكل (b) R22.7، و t هي سماكة الجدار عند النقطة التي يتم فيها حساب T . لعضو أجوف مع الجدران المتواصلة، يشمل A_0 منطقة الحفرة.

The concrete contribution to torsional strength is ignored, and in cases of combined shear and torsion, the concrete contribution to shear strength does not need to be reduced. The design procedure is derived and compared with test results in MacGregor and Ghoneim (1995) and Hsu (1997).

يتم تجاهل المساهمة للخرسانة لقوة الالتواء، وفي حالات القص والالتواء معا، لا يلزم تقليل المساهمة للخرسانة في قوة القص. يتم اشتقاق إجراء التصميم ومقارنته بنتائج الاختبار في MacGregor و Ghoneim (1995) و Hsu (1997).

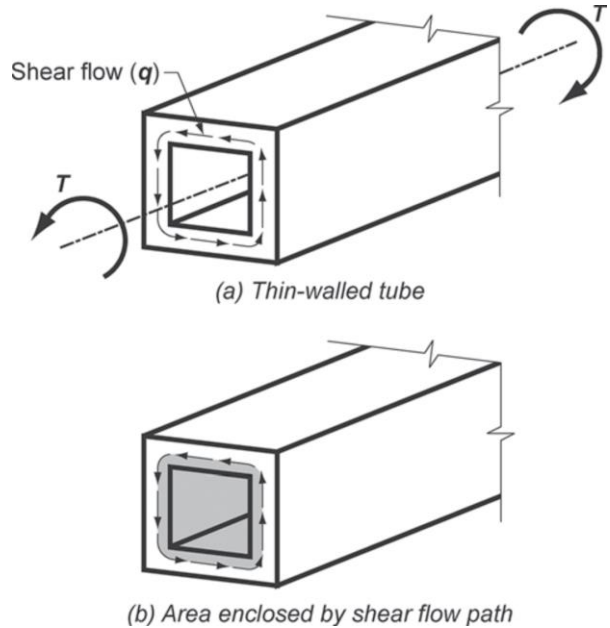


Fig. R22.7-(a) Thin-walled tube; and (b) area enclosed by shear flow path.

CODE

الكود

22.7.1 General

22.7.1 عام

This section shall apply to members if $T_u \geq \phi T_{th}$, where ϕ is given in Chapter 21 and threshold torsion T_{th} is given in 22.7.4. If $T_u < \phi T_{th}$, it shall be permitted to neglect torsional effects.

22.7.1.1 ينطبق هذا القسم على الأعضاء إذا كان $T_u \geq \phi T_{th}$ ، حيث ϕ يرد في الفصل 21 والالتواء الابتدائي T_{th} معطى في 22.7.4. إذا كان $T_u < \phi T_{th}$ ، فيسمح له بإهمال الآثار الالتوائية.

Nominal torsional strength shall be calculated in accordance with 22.7.6.

22.7.1.2 تحسب قوة الالتواء الاسمية وفقاً لـ 22.7.6.

For calculation of T_{th} and T_{cr} , λ shall be in accordance with 19.6.4.

22.7.1.3 لحساب T_{th} و T_{cr} ، يجب أن يكون λ وفقاً لـ 19.6.4.

22.7.2 Limiting material strengths

22.7.2 تحديد مقاومة المواد

22.7.2.1 The value of $\sqrt{f_c'}$ used to calculate T_{th} and T_{cr} shall not exceed 8.3 MPa.

22.7.2.1 يجب ألا تتجاوز قيمة $\sqrt{f_c'}$ المستخدمة في حساب T_{th} و T_{cr} عن 8.3 ميجاباسكال.

22.7.2.2 The values of f_y and f_{yt} for longitudinal and transverse torsional reinforcement shall not exceed the limits in 22.2.2.4.

22.7.2.2 يجب ألا تتجاوز قيم f_y و f_{yt} للتسليح الالتوائي الطولي والعرضي حدود 22.2.2.4.

22.7.3 Factored design torsion

22.7.3 تصميم الالتواء المصعد

22.7.3.1 If $T_u \geq \phi T_{cr}$ and T_u is required to maintain equilibrium, the member shall be designed to resist T_u .

22.7.3.1 إذا كان المطلوب من $T_u \geq \phi T_{cr}$ و T_u الحفاظ على التوازن ، يجب تصميم العضو لمقاومة T_u .

COMMENTARY

التعليق

R22.7.1 General

R22.7.1 عام

R22.7.1.1 Torsional moments that do not exceed the threshold torsion T_{th} will not cause a structurally significant reduction in either flexural or shear strength and can be ignored.

R22.7.1.1 لن تؤدي عزم الالتواء التي لا تتجاوز عتبة الالتواء الابتدائي (T_{th}) إلى خفض كبير هيكلياً في أي من قوة الانثناء أو القص ويمكن تجاهلها.

R22.7.2 Limiting material strengths

R22.7.2 تحديد مقاومة المواد

R22.7.2.1 Because of a lack of test data and practical experience with concretes having compressive strengths greater than 70 MPa, the Code imposes a maximum value of 8.3 MPa on $\sqrt{f_c'}$ for use in the calculation of torsional strength.

R22.7.2.1 بسبب الافتقار إلى بيانات الاختبار والتجربة العملية للخرسانات ذات مقاومة انضغاطية أكبر من 70 ميجاباسكال ، يفرض القانون قيمة قصوى تبلغ 8.3 ميجاباسكال على $\sqrt{f_c'}$ لاستخدامها في حساب القوة الالتوائية.

R22.7.2.2 The upper limit of 420 MPa on the value of f_y and f_{yt} used in design is intended to control diagonal crack width.

R22.7.2.2 يقصد بالحد الأعلى 420 MPa على قيمة f_y و f_{yt} المستخدم في التصميم التحكم في عرض التشقق القطري.

R22.7.3 Factored design torsion—In designing for torsion in reinforced concrete structures, two conditions may be identified (Collins and Lampert 1973; Hsu and Burton 1974):

R22.7.3 تصميم الالتواء المصعد - عند تصميم التواء في الهياكل الخرسانية المسلحة ، يمكن تحديد حالتين (Collins و Lampert 1973 ؛ Hsu و Burton 1974):

CODE

الكود

22.7.3.2 In a statically indeterminate structure where $T_u \geq \phi T_{cr}$ and a reduction of T_u can occur due to redistribution of internal forces after torsional cracking, it shall be permitted to reduce T_u to ϕT_{cr} , where the cracking torsion T_{cr} is calculated in accordance with 22.7.5.

22.7.3.2 في بنية غير محددة بشكل ثابت حيث يمكن أن يحدث T_u و T_{cr} مع اختزال T_u بسبب إعادة توزيع القوى الداخلية بعد التشقق الالتوائي ، يجب أن يتم تقليل T_u إلى ϕT_{cr} ، حيث يتم حساب التواء التشقق وفقاً لـ 22.7.5.

22.7.3.3 If T_u is redistributed in accordance with 22.7.3.2, the factored moments and shears used for design of the adjoining members shall be in equilibrium with the reduced torsion.

22.7.3.3 إذا أعيد توزيع T_u وفقاً للفقرة 22.7.3.2 ، فإن العزوم والقوى المستخدمة في التحليل المستخدمة لتصميم الأعضاء المجاورين تكون متوازنة مع الالتواء المنخفض.

COMMENTARY

التعليق

(a) The torsional moment cannot be reduced by redistribution of internal forces (22.7.3.1). This type of torsion is referred to as equilibrium torsion because the torsional moment is required for the structure to be in equilibrium. For this condition, illustrated in Fig. R22.7.3(a), torsional reinforcement must be provided to resist the total design torsional moments.

(b) The torsional moment can be reduced by redistribution of internal forces after cracking (22.7.3.2) if the torsion results from the member twisting to maintain compatibility of deformations. This type of torsion is referred to as compatibility torsion.

For this condition, illustrated in Fig. R22.7.3(b), the torsional stiffness before cracking corresponds to that of the uncracked section according to St. Venant's theory. At torsional cracking, however, a large twist occurs under an essentially constant torsional moment, resulting in a large redistribution of forces in the structure (Collins and Lampert 1973; Hsu and Burton 1974). The cracking torsional moment under combined shear, moment, and torsion corresponds to a principal tensile stress somewhat less than the $0.33\lambda\sqrt{f_c}$ used in R22.7.5.

(أ) لا يمكن تقليل عزم الالتواء من خلال إعادة توزيع القوى الداخلية (22.7.3.1) ويشار إلى هذا النوع من الالتواء بأنه التواء الإبتدائي لأن عزم الالتواء مطلوبة لكي يكون الهيكل في حالة توازن. لهذه الحالة، الموضحة في الشكل (a) R.7.7.3 ، يجب توفير تسليح الالتواء لمقاومة العزوم التوائية التصميم الكلي.

(ب) يمكن تقليل عزم الالتواء بإعادة توزيع القوى الداخلية بعد التشقق (22.7.3.2) إذا كان الالتواء ناتجاً عن العضو الملتوي للحفاظ على توافق التشوهات. ويشار إلى هذا النوع من التواء باسم التواء التوافق.

لهذه الحالة، الموضحة في الشكل رقم (b) R22.7.3 ، فإن الصلابة الالتوائية قبل التشقق تتوافق مع تلك الخاصة بالمقطع غير المفكك وفقاً لنظرية سانت فينانت. في التشقق الالتوائي ، يحدث تطور كبير في ظل عزم الالتواء الأولي أساساً ، مما يؤدي إلى إعادة توزيع كبيرة للقوات في البنية (كولينز ولامبيرت 1973 ؛ هسو وبورتون 1974). تقابل العزم التوائية المنقطعة تحت القص المشترك والعزم والالتواء إجهاد الشد الرئيسي إلى حد ما أقل من $0.33\lambda\sqrt{f_c}$ المستخدم في R22.7.5.

If the torsional moment exceeds the cracking torsional moment (22.7.3.2), a maximum factored torsional moment equal to the cracking torsional moment may be assumed to occur at the critical sections near the faces of the supports. The maximum factored torsional moment has been established to limit the width of torsional cracks.

إذا تجاوزت العزم التوائية عزم التوائية المتشقة (22.7.3.2)، فإنه من المفترض أن تحدث عزم التوائية قصوى متساوية مع عزم الالتواء المتشقة في الأجزاء الحرجة القريبة من وجوه الدعامات. لقد تم إنشاء الحد الأقصى لعزم التوائي للحد من عرض الشقوق التوائية.

Provision 22.7.3.2 applies to typical and regular framing conditions. With layouts that impose significant torsional rotations within a limited length of the member, such as a large torsional moment located close to a stiff column, or a column that rotates in the reverse directions because of other loading, a more detailed analysis is advisable.

ينطبق البند 22.7.3.2 على حالات الإطارات النموذجية والمنظمة. مع التخطيطات التي تفرض دورانات التوائية كبيرة ضمن طول محدود للعضو، مثل عزم التواء كبير يقع بالقرب من عمود جاسي، أو العمود الذي يدور في اتجاهات عكسية بسبب التحميل الأخر ، فمن المستحسن إجراء تحليل أكثر تفصيلاً.

If the factored torsional moment from an elastic analysis based on uncracked section properties is between ϕT_{th} and ϕT_{tr} , torsional reinforcement should be designed to resist the calculated torsional moments.

إذا كانت عزم الالتواء المصعد من تحليل مرن يعتمد على خصائص المقطع غير المتشقق بين ϕT_{th} و ϕT_{tr} ، فيجب تصميم التسليح الالتوائية لمقاومة العزوم الالتوائية المحسوبة.

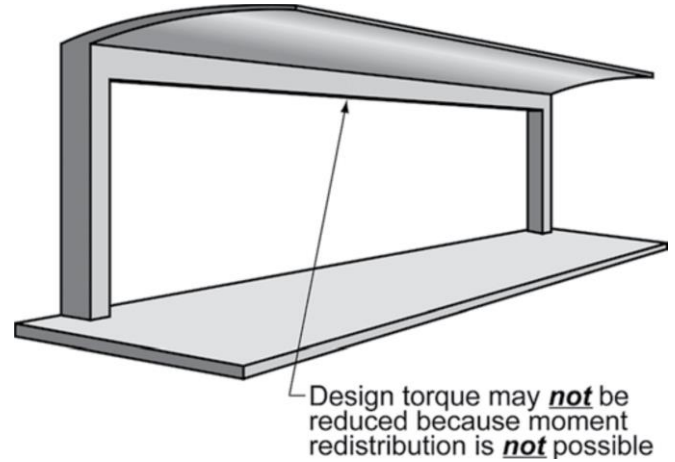


Fig. R22.7.3a- Equilibrium torsion, the design torsional moment may not be reduced (22.7.3.1).

الشكل: R22.7.3a- التواء المتوازن، قد لا يتم تخفيض عزم التوائية التصميم (22.7.3.1).

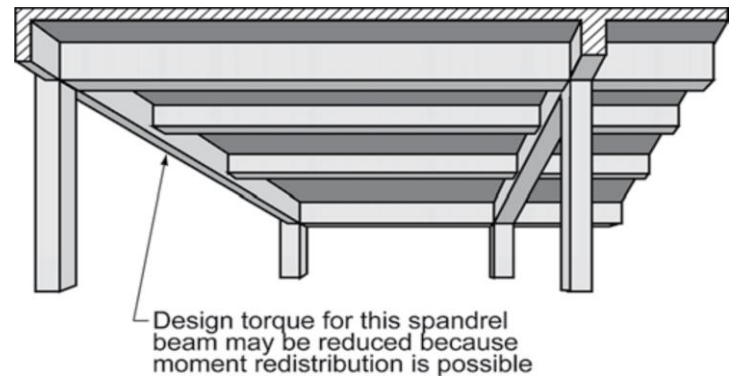


Fig. R22.7.3b- Compatibility torsion, the design torsional moment may be reduced (22.7.3.2).

التين. R22.7.3b- التواء المتوافق ، قد يتم تعديل عزم التوائية التصميم (22.7.3.2).

CODE الكود

22.7.4 Threshold torsion

22.7.4 التواء الابتدائي

22.7.4.1 Threshold torsion T_{th} shall be calculated in accordance with Table 22.7.4.1(a) for solid cross sections and Table 22.7.4.1(b) for hollow cross sections, where N_u is positive for compression and negative for tension.

22.7.4.1 التواء الابتدائي يجب أن يتم حساب T_{th} بالإجماع وفقاً للجدول **22.7.4.1 (a)** للمقاطع العرضية الصلبة والجدول **22.7.4.1 (b)** للمقاطع العرضية المجوفة، حيث تكون N_u موجبة للضغط والسالب للشد.

Table 22.7.4.1(a)—Threshold torsion for solid cross sections

الجدول 22-7-4-1 (أ) - التواء العمودي للمقاطع العرضية الصلبة

Table 22.7.4.1(a)—Threshold torsion for solid cross sections

Type of member	T_{th}	
Nonprestressed member	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$	(a)
Prestressed member	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Nonprestressed member subjected to axial force	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

Table 22.7.4.1(b)—Threshold torsion for hollow cross sections
الجدول 22-7-4-1 (ب) - التواء الابتدائي للمقاطع العرضية المجوفة

Table 22.7.4.1(b)—Threshold torsion for hollow cross sections

Type of member	T_{th}	
Nonprestressed member	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)$	(a)
Prestressed member	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Nonprestressed member subjected to axial force	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

COMMENTARY التعليق

R22.7.4 Threshold torsion—The threshold torsion is defined as one-fourth the cracking torsional moment T_{cr} . For sections of solid members, the interaction between the cracking torsional moment and the inclined cracking shear is approximately circular or elliptical. For such a relationship, a threshold torsional moment of T_{th} , as used in 22.7.4.1, corresponds to a reduction of less than 5 percent in the inclined cracking shear, which is considered negligible.

R22.7.4 التواء الابتدائي - يُعرّف التواء الابتدائي بأنه ربع الفجوة المتشققة للتحناؤ T_{cr} . بالنسبة لأقسام الأعضاء الصلبة، يكون التفاعل بين عزم الالتواء المتشققة المائل دائرياً أو بيضاوياً تقريباً. بالنسبة إلى هذه العلاقة، تقابل عزم الالتواء الابتدائي T_{th} ، كما هو مستخدم في 22.7.4.1، انخفاضاً أقل من 5٪ في قص التشقق المائل، والذي يعتبر لا يكاد يذكر.

For torsion, a hollow section is defined as having one or more longitudinal voids, such as a single-cell or multiple-cell box girder. Small longitudinal voids, such as ungrouted post-tensioning ducts that result in $A_g/A_{cp} \geq 0.95$, can be ignored when calculating T_{th} . The interaction between torsional cracking and shear cracking for hollow sections is assumed to vary from the elliptical relationship for members with small voids, to a straight-line relationship for thin-walled sections with large voids.

بالنسبة للالتواء، يتم تعريف المقطع المجوف بأنه يحتوي على واحد أو أكثر من الفراغات الطولية، مثل كمرة صندوقية أحادية الخلية أو متعددة الخلايا. يمكن تجاهل الفراغات الطولية الصغيرة، مثل القنوات الشد اللاصق التي ينتج عنها $A_g / A_{cp} \geq 0.95$ ، عند حساب T_{th} . يفترض أن التفاعل بين التشقق الالتوائي وتشقق القص للأجزاء المجوفة يختلف من العلاقة الإهليلجية للعناصر ذوي الفراغات الصغيرة، إلى علاقة الخط المستقيم للأجزاء ذات الجدران الرقيقة مع الفراغات الكبيرة.

. For a straight-line interaction, a torsional moment of T_{th} would cause a reduction in the inclined cracking shear of approximately 25 percent, which was considered to be significant. Therefore, the expressions for solid sections are modified by the factor $(A_g/A_{cp})^2$ to develop the expressions for hollow sections. Tests of solid and hollow beams (Hsu 1968) indicate that the cracking torsional moment of a hollow section is approximately (A_g/A_{cp}) times the cracking torsional moment of a solid section with the same outside dimensions. An additional multiplier of (A_g/A_{cp}) reflects the transition from the circular interaction between the inclined cracking loads in shear and torsion for solid members, to the approximately linear interaction for thin-walled hollow sections.

بالنسبة للتفاعل على الخط المستقيم، فإن عزم الالتواء T_{th} قد تتسبب في انخفاض في قص التشقق المائل بنسبة تقرب من 25٪، والتي تعتبر هامة. لذلك، يتم تعديل تعبيرات المقاطع الصلبة بواسطة العامل $(A_g / A_{cp})^2$ لتطوير تعبيرات المقاطع المجوفة. تشير اختبارات الكمرة الصلبة والمجوفة (Hsu 1968) إلى أن العزوم التشقق في المقطع المجوف هي تقريباً (A_g / A_{cp}) التي تضغط على عزم الالتواء المتشققة لمقطع صلب ذي نفس الأبعاد الخارجية. يعكس مضاعف إضافي (A_g / A_{cp}) الانتقال من التفاعل الدائري بين أحمال الشقوق المائلة في القص والالتواء للعناصر الصلبة، إلى التفاعل الخطي تقريباً للأجزاء المجوفة الرقيقة للجدران.

CODE

الكود

22.7.5 Cracking torsion

22.7.5 تشقق التواء

22.7.5.1 Cracking torsion T_{cr} shall be calculated in accordance with Table 22.7.5.1 for solid and hollow cross sections, where N_u is positive for compression and negative for tension.

22.7.5.1 تشقق التواء يتم حساب T_{cr} وفقاً للجدول 22.7.5.1 للمقاطع العرضية الصلبة والفرعية ، حيث تكون N_u موجبة للضغط والسالبة للشد.

Table 22.7.5.1—Cracking torsion

الجدول 22-7-5-1 - تشقق التواء

Table 22.7.5.1—Cracking torsion

Type of member	T_{cr}	
Nonprestressed member	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$	(a)
Prestressed member	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Nonprestressed member subjected to axial force	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

COMMENTARY

التعليق

R22.7.5 Cracking torsion—The cracking torsional moment under pure torsion, T_{cr} , is derived by replacing the actual section with an equivalent thin-walled tube with a wall thickness t prior to cracking of $0.75A_{cp}/p_{cp}$ and an area enclosed by the wall centerline A_o equal to $2A_{cp}/3$. Cracking is assumed to occur when the principal tensile stress reaches $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$. The stress at cracking, $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$, has purposely been taken as a lower bound value. In a nonprestressed beam loaded with torsion alone, the principal tensile stress is equated to the torsional shear stress, $\tau = T/(2A_o t)$. Thus, cracking occurs when τ reaches $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$, giving the cracking torsional moment T_{cr} as defined by expression (a) in Table 22.7.5.1.

R22.7.5 تشقق التواء - تشقق عزم الالتواء تحت التواء النقي ، T_{cr} ، عن طريق استبدال الجزء الفعلي بما يعادل أنبوبة رقيقة الجدران مع سمك الجدار t قبل تشقق $0.75A_{cp}/p_{cp}$ ومنطقة محاطة بالجدار خط الوسط A_o يساوي $2A_{cp}/3$. يفترض حدوث تشقق عندما يصل الضغط الأساسي للشد إلى $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ وقد اتخذت عن قصد الإجهاد في تشقق ، $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ ، كقيمة ملزمة أقل. في كمر غير مسبق الشد محمل بالتواء وحده ، فإن إجهاد الشد الرئيسي يساوي إجهاد القص الالتوائي ، $\tau = T/(2A_o t)$. وهكذا ، يحدث التشقق عندما يصل τ إلى $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ ، مما يعطي التشقق الالتوائي T_{cr} على النحو المحدد بالتعبير (a) في الجدول 22.7.5.1.

For prestressed members, the torsional cracking load is increased by the prestress given by expression (b) in Table 22.7.5.1. A 5ohr's Circle analysis based on average stresses indicates the torsional moment required to cause a principal tensile stress equal to $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ is $(1 + f_{pc} / (0.33\lambda\sqrt{f'_c}))^{0.5}$ times the corresponding torsional cracking moment in a nonprestressed beam. A similar modification is made in expression (c) in Table 22.7.5.1 for members subjected to axial force and torsion.

بالنسبة للعناصر مسبق الإجهاد ، يزداد الحمل التشقق الالتوائي من خلال الإجهاد المعطى عن طريق التعبير (ب) في الجدول 22.7.5.1. يشير تحليل دوار على أساس متوسط الإجهادات إلى العزم الالتوائي المطلوبة للتسبب في إجهاد الشد الرئيسي الذي $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ يساوي $(1 + f_{pc} / (0.33\lambda\sqrt{f'_c}))^{0.5}$ مرة من عزم التشقق الالتوائي المقابلة في ; كمر غير مسبقة الإجهاد. يتم إجراء تعديل مماثل في التعبير (c) في الجدول 22.7.5.1 للعناصر الخاضعين للقوة المحورية والتواء.

If the factored torsional moment exceeds ϕT_{cr} in a statically indeterminate structure, a maximum factored torsional moment equal to ϕT_{cr} may be assumed to occur at critical sections near the faces of the supports. This limit has been established to control the width of the torsional cracks. The replacement of A_{cp} with A_g , as in the calculation of T_{th} for hollow sections in 66.7.4.1, is not applied here. Thus, the torsional moment after redistribution is larger and, hence, more conservative.

إذا تجاوزت العزم الالتوائي الفاصلة ϕT_{cr} في بنية غير محددة بشكل ثابت ، فمن المفترض أن يحدث أقصى عزم الالتواء المتأثرة بالتساوي ϕT_{cr} في الأجزاء الحرجة بالقرب من وجوه الدعامات. تم تحديد هذا الحد للتحكم في عرض الشقوق الالتوائية. لا يتم تطبيق استبدال A_{cp} مع A_g ، كما هو الحال في حساب T_{th} للمقاطع المجوفة في 66.7.4.1 ، هنا. وبالتالي ، فإن العزم الالتوائي بعد إعادة التوزيع أكبر ، وبالتالي أكثر تحفظاً.

CODE الكود

22.7.6 Torsional strength

22.7.6 المقاومة الالتوائية

22.7.6.1 For nonprestressed and prestressed members, T_n shall be the lesser of (a) and (b):

22.7.6.1 للعناصر غير مسبقة الاجهاد ومسبقة الاجهاد ، T_n يجب أن يكون أقل من (أ) و (ب):

$$(a) T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad (22.7.6.1a)$$

$$(b) T_n = \frac{2A_o A_t f_y}{p_h} \cot \theta \quad (22.7.6.1b)$$

where A_o shall be determined by analysis, θ shall not be taken less than 30 degrees nor greater than 60 degrees; A_t is the area of one leg of a closed stirrup resisting torsion; A_t is the area of longitudinal torsional reinforcement; and p_h is the perimeter of the centerline of the outermost closed stirrup.

حيث يتم تحديد A_o عن طريق التحليل ، θ يجب ألا تؤخذ أقل من 30 درجة ولا تزيد عن 60 درجة ؛ في منطقة ساق واحدة من الكانات المغلقة تقاوم الالتواء. في منطقة التسليح الالتوائي الطولي. و p_h هو محيط الخط المركزي للغلاف الخارجي المغلق.

COMMENTARY التعليق

R22.7.6 Torsional strength—The torsional design strength ϕT_n must equal or exceed the torsional moment T_u due to factored loads. In the calculation of T_n , all the torsion is assumed to be resisted by stirrups and longitudinal reinforcement, neglecting any concrete contribution to torsional strength. At the same time, the nominal shear strength provided by concrete, V_c , is assumed to be unchanged by the presence of torsion.

R22.7.6 المقاومة الالتوائية - يجب أن تكون المقاومة التصميم الالتوائية T_n متساوية أو تتجاوز عزم الالتواء T_u بسبب الأحمال المحسوبة. في حساب T_n ، يفترض أن جميع الالتواءات تقاوم بواسطة الكانات والتسليح الطولية، مهملة أي مساهمة الخرسانة لقوة الالتواء. وفي الوقت نفسه، يفترض أن قوة القص الاسمية التي توفرها الخرسانة، V_c ، لن تتغير عن وجود التواء.

R22.7.6.1 Equation (22.7.6.1a) is based on the space truss analogy shown in Fig. R22.7.6.1a with compression diagonals at an angle θ , assuming the concrete resists no tension and the reinforcement yields. After torsional cracking develops, the torsional strength is provided mainly by closed stirrups, longitudinal reinforcement, and compression diagonals. The concrete outside these stirrups is relatively ineffective. For this reason A_o , the gross area enclosed by the shear flow path around the perimeter of the tube, is defined after cracking in terms of A_{oh} , the area enclosed by the centerline of the outermost closed transverse torsional reinforcement.

R22.7.6.1 تعتمد المعادلة (a22.7.6.1) على قياس الجمالون الموضَّح في الشكل R.7.7.6.1a بقطر الانضغاطي بزاوية θ ، بافتراض أن الخرسانة لا تقاوم أي شد وتسليح الخضوع. بعد حدوث التشقق الالتوائي ، يتم توفير قوة الالتواء بشكل أساسي من خلال الكانات المغلقة والتسليح الطولية وأقطار الضغط. الخرسانة خارج هذه الكانات غير فعالة نسبياً. ولهذا السبب، فإن المنطقة الإجمالية المحصورة بمسار تدفق القص حول محيط الأنبوب، يتم تعريفها بعد التشقق من ناحية A_{oh} ، وهي المنطقة التي تحيط بها خط المواسير الوسطى للتقاطع الالتوائي العرضي مغلق.

The shear flow q in the walls of the tube, discussed in R22.7, can be resolved into the shear forces V_1 to V_4 acting in the individual sides of the tube or space truss, as shown in Fig. R22.7.6.1a.

يمكن حل تدفق القص q في جدران الأنبوب، الذي تمت مناقشته في R22.7 ، في قوى القص V_1 إلى V_4 التي تعمل في الجوانب الفردية للأنبوب أو الفراغ ، كما هو موضح في الشكل R22.7.6.1a.

As shown in Figure R22.7.6.1b, on a given wall of the tube, the shear flow V_i is resisted by a diagonal compression component, $D_i = V_i / \sin \theta$, in the concrete. An axial tension force, $N_i = V_i (\cot \theta)$, is required in the longitudinal reinforcement to complete the resolution of V_i .

كما هو موضح في الشكل R22.7.6.1b ، على جدار معين من الأنبوب ، يتم مقاومة تدفق القص V_i بواسطة مكون ضغط قطري ، $D_i = V_i / (\sin \theta)$ ، في الخرسانة. مطلوب قوة شد محوري ، $N_i = V_i (\cot \theta)$ ، في التسليح الطولي لإكمال دقة V_i .

Because the shear flow due to torsion is constant at all points around the perimeter of the tube, the resultants of D_i and N_i act through the midheight of side i . As a result, half of N_i can be assumed to be resisted by each of the top and bottom chords as shown. Longitudinal reinforcement with a strength $A_t f_y$ is required to resist the sum of the N_i forces, $\sum N_i$, acting in all of the walls of the tube.

نظرًا لأن تدفق القص الناتج عن الالتواء ثابت في جميع النقاط حول محيط الأنبوب ، فإن ناتجتي D_i و N_i يعملان خلال منتصف الجانب i . نتيجة لذلك ، يمكن افتراض أن نصف N_i مقاوم من قبل كل من الاعصاب العلوية والسفلية كما هو موضح. تسليح طولاني مع قوة مطلوب $A_t f_y$ لمقاومة مجموع قوات N_i ، $\sum N_i$ ، تعمل في جميع جدران الأنبوب.

In the derivation of Eq. (22.7.6.1b), axial tension forces are summed along the sides of the area A_o . These sides form a perimeter length p_o approximately equal to the length of the line joining the centers of the bars in the corners of the tube. For ease in calculation, this has been replaced with the perimeter of the closed stirrups, p_h .

في اشتقاق المعادل (b22.7.6.1)، يتم جمع قوات الشد المحوري على جانبي المنطقة A_o . تشكل هذه الأطراف طول محيطي يساوي تقريباً طول الخط الذي يصل إلى مراكز القضبان في زوايا الأنبوب. لسهولة الحساب، تم استبدالها بمحيط الكائنات المغلقة، p_h .

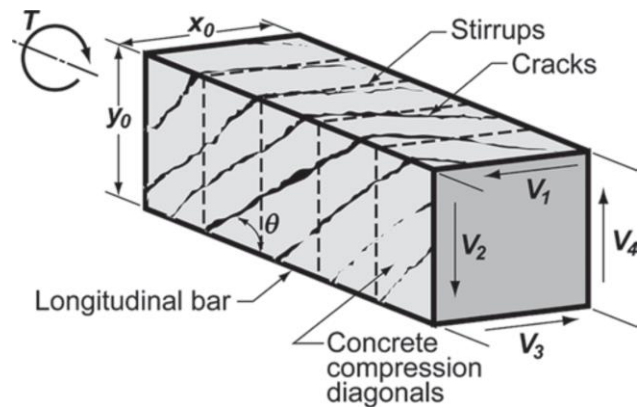


Fig. R22.7.6.1a—Space truss analogy.

الشكل - R22.7.6.1a. تشبيهه مع الجمالون الفراغي.

CODE الكود

22.7.6.1.1 In Eq. (22.7.6.1a) and (22.7.6.1b), it shall be permitted to take A_o equal to $0.85A_{oh}$.

22.7.6.1.1 في المعادلة (a22.7.6.1) و (b22.7.6.1) ، يجوز أن تأخذ A_o تساوي $0.85A_{oh}$.

22.7.6.1.2 In Eq. (22.7.6.1a) and (22.7.6.1b), it shall be permitted to take θ equal to (a) or (b):

- (a) 45 degrees for nonprestressed members or members with $A_{psfse} < 0.4(A_{psfpu} + A_s f_y)$
- (b) 37.5 degrees for prestressed members with $A_{psfse} \geq 0.4(A_{psfpu} + A_s f_y)$

22.7.6.1.2 في المعادلة (a22.7.6.1) و (b22.7.6.1) ، يجوز أن يساوي θ (أ) أو (ب):

- (أ) 45 درجة للعناصر أو الأعضاء غير مسبقة الإجهاد مع $A_{psfse} < 0.4(A_{psfpu} + A_s f_y)$
- (ب) 37.5 درجة للعناصر الذين لديهم إجهاد مسبق مع $A_{psfse} \geq 0.4(A_{psfpu} + A_s f_y)$

COMMENTARY التعليق

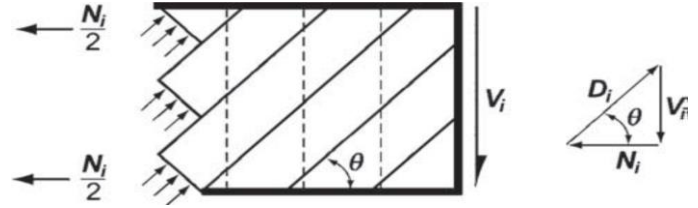


Fig. R22.7.6.1b—Resolution of shear force V_i into diagonal compression force D_i and axial tension force N_i in one wall of tube.

R22.7.6.1b - قوة القص V_i في الضغط المائل D_i و قوة شد محوري N_i في جدار واحد من الأنبوب.

R22.7.6.1.1 The area A_{oh} is shown in Fig. R22.7.6.1.1 for various cross sections. In an I-, T-, or L-shaped section, A_{oh} is taken as that area enclosed by the outermost legs of interlocking stirrups.

R.7.7.6.1.1 الشكل في A_{oh} ترد منطقة المقاطع العرضية. في مقطع I-، T، أو L- على شكل ، يتم أخذ A_{oh} كالمنطقة المغلقة من الساق الأبعد من الكانات المتقاطعة.

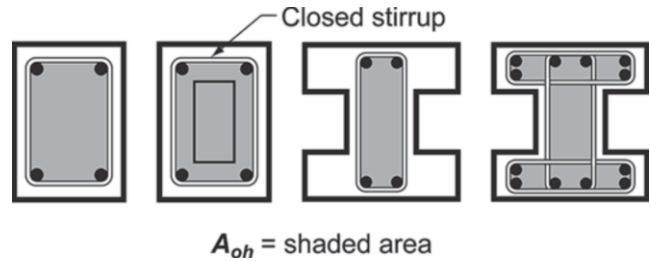


Fig. R22.7.6.1.1-Definition of A_{oh} .

الشكل. R22.7.6.1.1-تعريف A_{oh} .

R22.7.6.1.2 The angle θ can be obtained by analysis (Hsu 1990) or may be taken equal to the values given in 22.7.6.1.2(a) or (b). The same value of θ is required to be used in both Eq. (22.7.6.1a) and (22.7.6.1b). With smaller values of θ , the amount of stirrups required by Eq. (22.7.6.1a) decreases. At the same time, the amount of longitudinal reinforcement required by Eq. (22.7.6.1b) increases.

R.7.7.6.1.2 يمكن الحصول على الزاوية θ عن طريق التحليل (Hsu 1990) أو يمكن أخذها مساوية للقيم الواردة في 22.7.6.1.2 (a) أو (b). مطلوب نفس القيمة θ لاستخدامها في كلتا المعادلتين (a22.7.6.1) و (b22.7.6.1). مع قيم أصغر من θ ، كمية الكانات المطلوبة من قبل (a22.7.6.1) ينقص. في نفس الوقت ، كمية التسليح الطولي التي تتطلبها المعادلة (b22.7.6.1) يزيد.

CODE

الكود

22.7.7 Cross-sectional limits

22.7.7 حدود المقطع العرضي

22.7.7.1 Cross-sectional dimensions shall be selected such that (a) or (b) is satisfied:

22.7.7.1 يتم اختيار الأبعاد العرضية بحيث: (أ) أو (ب) مستوفاة:

(1) For solid sections

(أ) للمقاطع الصلبة

(2) For hollow sections

(ب) للمقاطع المجوفة

(a) For solid sections

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c} \right) \quad (22.7.7.1a)$$

(b) For hollow sections

$$\left(\frac{V_u}{b_w d} \right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c} \right) \quad (22.7.7.1b)$$

COMMENTARY

التعليق

R22.7.7 Cross-sectional limits

R22.7.7 الحدود المقطع العرضي

R22.7.7.1 The size of a cross section is limited for two reasons: first, to reduce excessive cracking, and second, to minimize the potential for crushing of the surface concrete due to inclined compressive stresses due to shear and torsion. In Eq. (22.7.7.1a) and (22.7.7.1b), the two terms on the left-hand side are the shear stresses due to shear and torsion. The sum of these stresses may not exceed the stress causing shear cracking plus $0.66\sqrt{f'_c}$, similar to the limiting strength given in 22.5.1.2 for shear without torsion. The limit is expressed in terms of V_c to allow its use for nonprestressed or prestressed concrete. It was originally derived on the basis of crack control. It is not necessary to check against crushing of the web because crushing occurs at higher shear stresses. In a hollow section, the shear stresses due to shear and torsion both occur in the walls of the box as shown in Fig. R22.7.7.1(a) and hence are directly additive at Point A as given in Eq. (22.7.7.1b). In a solid section, the shear stresses due to torsion act in the tubular outside section while the shear stresses due to V_u are spread across the width of the section, as shown in Fig. R22.7.7.1(b). For this reason, stresses are combined in Eq. (22.7.7.1a) using the square root of the sum of the squares rather than by direct addition.

R22.7.7.1 يقتصر حجم المقطع العرضي لسببين: الأول، لتقليل التشقق المفرط، والثاني، لتقليل احتمالية تشقق الخرسانة السطحية بسبب الضغوط الانكماشية المائلة بسبب القص والالتواء. في المعادلة (a22.7.7.1) و (b22.7.7.1)، فإن المصطلحين على الجانب الأيسر هما إجهاد القص بسبب القص والالتواء. قد لا يتجاوز مجموع هذه الإجهادات الإجهاد المتسبب بتشقق القص زائد $0.66\sqrt{f'_c}$ ، على غرار قوة الإجهاد الواردة في 22.5.1.2 للقص دون الالتواء. يتم التعبير عن الحد من حيث V_c للسماح باستخدامه للخرسانة غير مسبقة الإجهاد أو مسبقة الإجهاد. كانت مستمدة أصلاً على أساس السيطرة على التشقق. ليس من الضروري التحقق من تشقق الشفة لأن السحق يحدث عند إجهاد القص الأعلى. في مقطع مجوف، تحدث إجهادات القص بسبب القص والالتواء في جدران الصندوق كما هو موضح في الشكل رقم (a) R22.7.7.1 وبالتالي فهي مضافة بشكل مباشر في النقطة A كما هو محدد في (Eq. (22.7.7.1b)). في مقطع صلب، يؤكد إجهاد القص نتيجة لفعل الالتواء في المقطع الخارجي الأنبوبي بينما تشدد إجهادات القص الناتجة عن V_u عبر عرض المقطع، كما هو موضح في الشكل (b) R.7.7.7.1. لهذا السبب، يتم الجمع بين الضغوط في المعادلة (a22.7.7.1) باستخدام الجذر التربيعي لمجموع المربعات بدلاً من الإضافة المباشرة.

CODE الكود

22.7.7.1.1 For prestressed members, the value of **d** used in 22.7.7.1 need not be taken less than **0.8h**.

22.7.7.1.1 بالنسبة للعناصر الذين سبق إجراؤهم، قيمة **d** المستخدمة في 22.7.7.1 لا يجب أن تؤخذ أقل من **0.8h**.

22.7.7.1.2 For hollow sections where the wall thickness varies around the perimeter, Eq. (22.7.7.1b) shall be evaluated at the location where the term

22.7.7.1.2 بالنسبة للأجزاء المجوفة حيث يختلف سمك الجدار حول المحيط، المعادل. يتم تقييم (b22.7.7.1) في المكان الذي يوجد فيه المصطلح

$$\left(\frac{V_u}{b_w d} \right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right)$$

22.7.7.2 For hollow sections where the wall thickness is less than A_{oh}/p_h , the term $(T_u p_h / 1.7 A_{oh}^2)$ in Eq. (22.7.7.1b) shall be taken as $(T_u / 1.7 A_{oh} t)$, where t is the thickness of the wall of the hollow section at the location where the stresses are being checked.

22.7.7.2 بالنسبة للأجزاء المجوفة التي يكون فيها سمك الجدار أقل من A_{oh}/p_h ، يكون المصطلح $(T_u p_h / 1.7 A_{oh}^2)$ في (Eq. (22.7.7.1b) يجب أن تؤخذ على أنها $(T_u / 1.7 A_{oh} t)$ ، حيث t هي سمك جدار المقطع المجوف في الموقع حيث يتم التحقق من الإجهاد.

COMMENTARY

التعليق

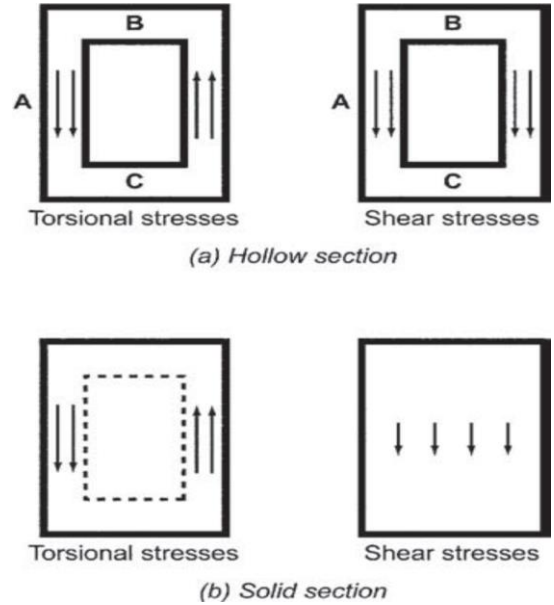


Fig. R22.7.7.1—Addition of torsional and shear stresses.

الشكل - R22.7.7.1. إضافة الضغوط الالتوائية والقص.

R22.7.7.1.1 Although the value of **d** may vary along the span of a prestressed beam, studies (MacGregor and Hanson1969) have shown that, for prestressed concrete members, **d** need not be taken less than **0.8h**. The beams considered had some straight prestressed reinforcement or reinforcing bars at the bottom of the section and had stirrups that enclosed the longitudinal reinforcement.

R22.7.7.1.1 على الرغم من أن قيمة **d** قد تتباين على امتداد فترة الكمرية مسبق الإجهاد، فقد أظهرت الدراسات (MacGregor و Hanson1969) أنه بالنسبة لأعضاء الخرسانة سابقة الإجهاد، لا يجب أخذ **d** أقل من **0.8h**. كانت الكمرية التي تمت دراستها تحتوي على بعض التسليح المستقيمة أو قضبان التسليح في الجزء السفلي من المقطع وكانت تحتوي على كانات تحيط بالتسليح الطولي.

R22.7.7.1.2 Generally, the maximum torsional stress will be on the wall where the torsional and shearing stresses are additive (Point A in Fig. R22.7.7.1(a)). If the top or bottom flanges are thinner than the vertical webs, it may be necessary to evaluate Eq. (22.7.7.1b) at Points B and C in Fig. R22.7.7.1(a). At these points, the stresses due to the shear are usually negligible.

R22.7.7.1.2 بشكل عام، يكون الحد الأقصى للقدرة الالتوائية على الحائط حيث تكون الإجهادات الالتوائية والقص مضافة (النقطة A في الشكل (a) R.7.7.7.1). إذا كانت الحواف العلوية أو السفلية أرق من أشعة الرأسية، فقد يكون من الضروري تقييم المعادلة (b22.7.7.1) في النقطتين B و C في الشكل (a) R.7.7.7.1. في هذه النقاط، فإن الضغوط الناتجة عن القص عادة لا تذكر.

CODE

الكود

22.8—Bearing

22.8 التحميل

22.8.1 General

22.8.1 عام

22.8.1.1 Section 22.8 shall apply to the calculation of bearing strength of concrete members.

22.8.1.1 تطبيق الفقرة 22.8 على حساب قوة تحمل الأعضاء الخرسانية.

22.8.1.2 Bearing strength provisions in 22.8 shall not apply to post-tensioned anchorage zones or strut-and-tie models.

22.8.1.2 لا تنطبق أحكام قوة تحمل في 22.8 على مناطق تثبيت الشد اللاحق أو على نماذج الركائز والشدات.

22.8.2 Required strength

22.8.2 القوة المطلوبة

Factored compressive force transferred through bearing shall be calculated in accordance with the factored load combinations defined in Chapter 5 and analysis procedures defined in Chapter 6.

22.8.2.1 تحسب القوة الانضغاطية المتعامدة المحولة من خلال الحمل وفقاً لتوليفات الحمل المحددة في الفصل 5 وإجراءات التحليل المحددة في الفصل 6.

22.8.3 Design strength

22.8.3 قوة التصميم

22.8.3.1 Design bearing strength shall satisfy:

22.8.3.1 يجب أن تحقق قوة تحمل التصميم ما يلي:

$$\phi B_n \geq B_u \quad (22.8.3.1)$$

for each applicable factored load combination.

لكل مجموعة تحميل قابلة للتطبيق

22.8.3.2 Nominal bearing strength B_n shall be calculated in accordance with Table 22.8.3.2, where A_1 is the loaded area, and A_2 is the area of the lower base of the largest frustum of a pyramid, cone, or tapered wedge contained wholly within the support and having its upper base equal to the loaded area. The sides of the pyramid, cone, or tapered wedge shall be sloped 1 vertical to 2 horizontal.

22.8.3.2 تحسب قوة تحمل الاسمية B_n وفقاً للجدول 22.8.3.2 ، حيث A_1 هي منطقة التحميل ، و A_2 هي منطقة القاعدة السفلية للأكبر حجماً للهرم أو المخروط أو الأسفين المديب كلياً ضمن الدعم وله قاعدته العليا مساوية للمنطقة المحملة. تكون جوانب الأهرام أو المخروط أو المديب منحدره من عمودي إلى أفقي.

COMMENTARY

التعليق

R22.8—Bearing

22.8 التحميل

R22.8.1 General

R22.8.1 عام

R22.8.1.2 Because post-tensioned anchorage zones are usually designed in accordance with 25.9, the bearing strength provisions in 22.8 are not applicable.

R22.8.1.2 نظراً لأن مناطق الربط الشد اللاحق عادة ما تكون مصممة وفقاً لـ 25.9 ، فإن أحكام قوة التحميل في 22.8 غير قابلة للتطبيق.

R22.8.3 Design strength

R22.8.3 قوة التصميم

R22.8.3.2 The permissible bearing stress of $0.85f_c'$ is based on tests reported in Hawkins (1968). Where the supporting area is wider than the loaded area on all sides, the surrounding concrete confines the bearing area, resulting in an increase in bearing strength. No minimum depth is given for the support, which will most likely be controlled by the punching shear requirements of 22.6.

A_1 is the loaded area but not greater than the bearing plate or bearing cross-sectional area.

R22.8.3.2 يستند الضغط الحامل المسموح به البالغ $0.85f_c'$ للاختبارات المبلغ عنها في هوكينز (1968). عندما تكون مساحة الدعم أوسع من المساحة المحملة من جميع الجوانب، تحصر الخرسانة المحيطة منطقة التحميل، مما يؤدي إلى زيادة قوة التحمل. لا يوجد أي حد أدنى للعمق للدعم، والذي من المرجح أن يتم التحكم فيه بمتطلبات القص للثقب عند 22.6.

A_1 هي منطقة التحميل ولكنها ليست أكبر من بلاطة تحمل أو تحمل منطقة عرضية.

CODE الكود

Table 22.8.3.2—Nominal bearing strength

جدول 22.8.3.2 - قوة التحمل الاسمية

Table 22.8.3.2—Nominal bearing strength

Geometry of bearing area	B_n	
Supporting surface is wider on all sides than the loaded area	Lesser of (a) and (b)	$\sqrt{A_2/A_1} (0.85 f'_c A_1)$ (a)
		$2(0.85 f'_c A_1)$ (b)
Other cases		$0.85 f'_c A_1$ (c)

COMMENTARY التعليق

Where the top of the support is sloped or stepped, advantage may still be taken of the condition that the supporting member is larger than the loaded area, provided the supporting member does not slope at too great an angle. Figure R22.8.3.2 illustrates the application of the frustum to find A_2 for a support under vertical load transfer.

عندما يكون الجزء العلوي من الدعم منحدرًا أو متدرج، قد لا تزال هناك فائدة من شرط أن يكون العضو الداعم أكبر من المساحة المحملة، بشرط ألا يميل عضو الدعم بزاوية كبيرة جدًا. يوضح الشكل R.8.8.3.2 تطبيق الاحتكاك لإيجاد A_2 للحصول على دعم تحت نقل الحمولة الرأسية.

Adequate bearing strength needs to be provided for cases where the compression force transfer is in a direction other than normal to the bearing surface. For such cases, this section applies to the normal component and the tangential component needs to be transferred by other methods, such as by anchor bolts or shear lugs.

يجب توفير قوة تحمل مناسبة للحالات التي يكون فيها نقل قوة الانضغاط في اتجاه آخر غير المعتاد إلى سطح التحميل. في مثل هذه الحالات، ينطبق هذا المقطع على المكون العادي، ويتعين نقل المكون الموضعي بوسائل أخرى، مثل مسامير الربط أو ساق القص.

The frustum should not be confused with the path by which a load spreads out as it progresses downward through the support. Such a load path would have steeper sides. However, the frustum described has somewhat flat side slopes to ensure that there is concrete immediately surrounding the zone of high stress at the bearing.

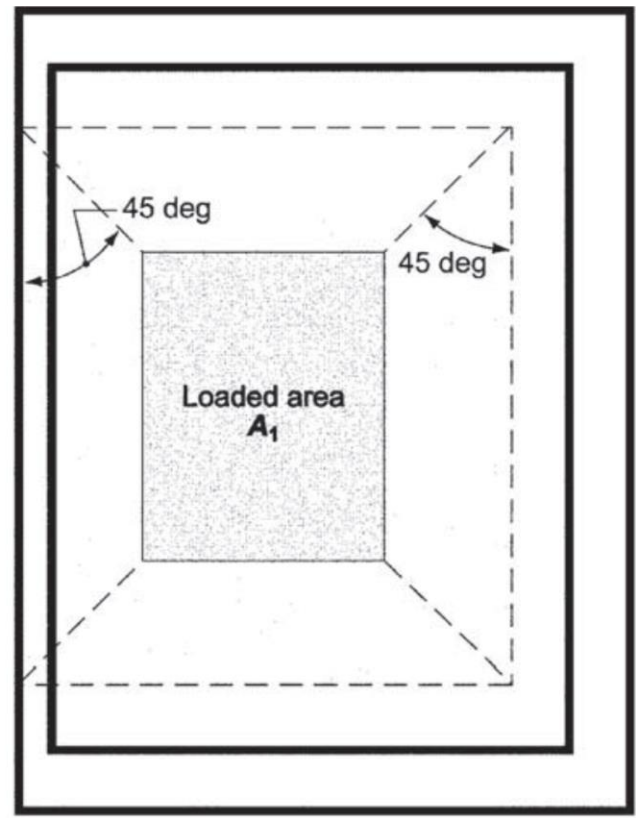
لا ينبغي الخلط بين المسار الذي ينتشر فيه الحمل لأنه يتقدم نحو الأسفل من خلال الدعم. سيكون لمثل هذا المسار للحمل جوانب أكثر انحدارًا. ومع ذلك، فإن التماسك الموصوف يحتوي على منحدرات جانبية مسطحة إلى حد ما لضمان وجود خرسانة على الفور تحيط بالمنطقة ذات الضغط العالي عند المحمل.

Where tensile forces occur in the plane of bearing, it may be desirable to reduce the allowable bearing stress, provide confinement reinforcement, or both. Guidelines are provided in the PCI Design Handbook for precast and prestressed concrete (PCI MNL 120).

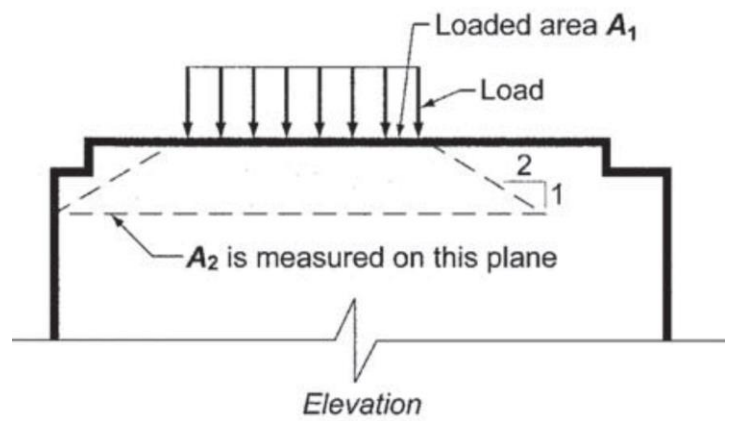
عندما تحدث قوات الشد في مستوى التحميل، قد يكون من المرغوب فيه الحد من الضغط الحامل المسموح به، أو توفير إجهاد التحميل، أو كليهما. يتم توفير الإرشادات في كتيب تصميم PCI للخرسانة مسبقة الصب ومسبقة الإجهاد (PCI MNL 120).

CODE
الكود

COMMENTARY
التعليق



Plan



Elevation

CODE

الكود

22.9 —Shear friction

R22.9 - احتكاك القص

22.9.1 General

عام 22.9.1

22.9.1.1 This section shall apply where it is appropriate to consider shear transfer across any given plane, such as an existing or potential crack, an interface between dissimilar materials, or an interface between two concretes cast at different times.

22.9.1.1 ينطبق هذا القسم عندما يكون من المناسب النظر في نقل القص عبر أي مستوى معينة ، مثل تشقق قائم أو محتمل ، أو واجهة بين المواد المتناقضة ، أو واجهة بين خرسانتين مصبوباتان موقعياً في أوقات مختلفة.

COMMENTARY

التعليق

R22.9—Shear friction

R22.9 - احتكاك القص

R22.9.1 General

عام R22.9.1

R22.9.1.1 The purpose of this section is to provide a design method to address possible failure by shear sliding on a plane. Such conditions include a plane formed by a crack in monolithic concrete, an interface between concrete and steel, and an interface between concretes cast at different times (Birkeland and Birkeland 1966; Mattock and Hawkins 1972).

R22.9.1.1 الغرض من هذا القسم هو توفير طريقة تصميم لمعالجة الفشل المحتمل بواسطة انزلاق القص على مستوى. وتشمل مثل هذه الظروف المستوى التي تشكلت من قبل تشقق في الخرسانة متجانسة، واجهة بين الخرسانة والحديد ، والواجهة بين الخرسانة المصبوبة موقعياً في أوقات مختلفة (Birkeland و Birkeland 1966 و Mattock و Hawkins 1972).

Although uncracked concrete is relatively strong in direct shear, there is always the possibility that a crack will form in an unfavorable location. The shear-friction concept assumes that such a crack will form, and that reinforcement is provided across the crack to resist relative displacement along it. When shear acts along a crack, one crack face slips relative to the other. If the crack faces are rough and irregular, this slip is accompanied by separation of the crack faces. At nominal strength, the separation is sufficient to stress, in tension, the reinforcement crossing the crack to its specified yield strength. The reinforcement in tension provides a clamping force $A_v f_y$ across the crack faces. The applied shear is then resisted by friction between the crack faces, by resistance to the shearing off of protrusions on the crack faces, and by dowel action of the reinforcement crossing the crack. Successful application of this section depends on proper selection of the location of an assumed crack (PCI MNL 120; Birkeland and Birkeland 1966).

وعلى الرغم من أن الخرسانة غير المشققة قوية نسبياً في القص المباشر، فهناك دائماً احتمال حدوث تشقق في موقع غير متوقع. يفترض مفهوم احتكاك القص أن مثل هذا التشقق سوف يتشكل، وأن التسليح يتم توفيره عبر التشقق لمقاومة النزوح النسبي على طوله. عندما تعمل القص على طول التشقق، فإن أحد التشقق ينزلق من الشقوق إلى الأخرى. إذا كانت الوجوه المتشققة خشنة وغير منتظمة، فإن هذا الانزلاق يرافقه فصل الوجوه المتكسرة. في القوة الاسمية، يكون الفصل كافياً للشد، في الشد، التسليح الذي يعبر التشقق إلى قوته للخضوع المحددة. تسليح في الشد يوفر قوة تحامل $A_v f_y$ عبر وجوه التشقق. ثم يقاوم القص من خلال الاحتكاك بين الوجوه المتكسرة، من خلال مقاومة القص الناتج من التوترات على وجوه التشققات، ومن خلال عمل كابل من تقاطع التسليح التشقق. يعتمد التطبيق الناجح لهذا المقطع على الاختيار الصحيح لموقع التشقق المفترض (Birkeland و Birkeland ؛ PCI MNL 120 و Birkeland 1966).

CODE

الكود

22.9.1.2 The required area of shear-friction reinforcement across the assumed shear plane, A_{vf} , shall be calculated in accordance with 22.9.4. Alternatively, it shall be permitted to use shear transfer design methods that result in prediction of strength in substantial agreement with results of comprehensive tests.

22.9.1.2 تحسب المساحة المطلوبة من تسليح القص الاحتكاك عبر مستوى القص المفترض، A_{vf} ، وفقاً لـ 22.9.4. وبدلاً من ذلك، يجب السماح باستخدام أساليب تصميم نقل القص التي تؤدي إلى التنبؤ بالقوة في اتفاق مع نتائج الاختبارات الشاملة.

22.9.1.3 The value of f_y used to calculate V_n for shear friction shall not exceed the limit in 20.2.2.4.

22.9.1.3 يجب ألا تتجاوز قيمة الخضوع المستخدمة لحساب V_n لاحتكاك القص الحد في 20.2.2.4.

22.9.1.4 Surface preparation of the shear plane assumed for design shall be specified in the construction documents.

22.9.1.4 يجب أن يتم تحديد إعداد السطح لمستوى القطع المفترض للتصميم في وثائق الإنشاء.

22.9.2 Required strength

القوة المطلوبة

22.9.2.1 Factored forces across the assumed shear plane shall be calculated in accordance with the factored load combinations defined in Chapter 5 and analysis procedures defined in Chapter 6

22.9.2.1 تحسب القوات المتعامدة عبر مستوى القص المفترض وفقاً لتوليفات الحمولة المحسوبة المحددة في الفصل الخامس وإجراءات التحليل المحددة في الفصل السادس.

22.9.3 Design strength

22.9.3 قوة التصميمية

22.9.3.1 Design shear strength across the assumed shear plane shall satisfy:

22.9.3.1 يجب أن تفي مقاومة القص بالتصميم عبر مستوى القص المفترض:

$$\phi V_n > V_u \quad (22.9.3.1)$$

for each applicable factored load combination.

لكل مجموعة تحميل قابلة للتطبيق.

COMMENTARY

التعليق

R22.9.1.2 The relationship between shear-transfer strength and the reinforcement crossing the shear plane can be expressed in various ways. Equations (22.9.4.2) and (22.9.4.3) are based on the shear-friction model and provide a conservative estimate of the shear-transfer strength.

R22.9.1.2 يمكن التعبير عن العلاقة بين قوة نقل القص و التسليح الذي يعبر مستوي القص بطرق مختلفة. تعتمد المعادلات (22.9.4.2) و (22.9.4.3) على نموذج احتكاك القص وتوفر تقديراً متحفظاً لقوة نقل القص.

Other relationships that provide a more accurate estimate of shear-transfer strength can be used under the requirements of this section. Examples of such procedures can be found in the PCI Design Handbook (PCI MNL 120), Mattock et al. (1976b), and Sattok (1974).

يمكن استخدام العلاقات الأخرى التي توفر تقديراً أكثر دقة لقوة نقل القص تحت متطلبات هذا القسم. يمكن العثور على أمثلة لهذه الإجراءات في كتيب تصميم PCI (PCI MNL 120)، (Mattock et al. (1976b و (Sattok (1974).

R22.9.1.4 For concrete cast against hardened concrete or structural steel, 66.5.6.1 requires the licensed design professional to specify the surface preparation in the construction documents.

R22.9.1.4 بالنسبة للخرسانة المصبوبة بالموقع ضد الخرسانة المتصلبة أو الحديد الإنشائي، يتطلب 66.5.6.1 من أخصائي التصميم المرخص تحديد إعداد السطح في مستندات الإنشاء.

CODE

الكود

22.9.4 Nominal shear strength

22.9.4 قوة القص الاسمي

22.9.4.1 Value of V_n across the assumed shear plane shall be calculated in accordance with 22.9.4.2 or 22.9.4.3. V_n shall not exceed the value calculated in accordance with 22.9.4.4.

22.9.4.1 تحسب قيمة V_n عبر مستوى القص المفترض وفقاً لـ 22.9.4.2 أو 22.9.4.3. يجب ألا يتجاوز V_n القيمة المحسوبة وفقاً لـ 22.9.4.4.

22.9.4.2 If shear-friction reinforcement is perpendicular to the shear plane, nominal shear strength across the assumed shear plane shall be calculated by:

22.9.4.2 إذا كان تسليح القص الاحتكاك متعامداً مع مستوى القص، يتم حساب قوة القص الاسمية عبر مستوى القص المفترض من خلال:

$$V_n = f \cdot A_{vf} \cdot f_y \quad (22.9.4.2)$$

where A_{vf} is the area of reinforcement crossing the assumed shear plane to resist shear, and f is the coefficient of friction in accordance with Table 66.9.4.6.

حيث A_{vf} هي منطقة التسليح التي تعبر مستوى القص المفترض لمقاومة القص، و f هو معامل الاحتكاك وفقاً للجدول 66.9.4.6.

Table 22.9.4.2—Coefficients of friction

الجدول 22-9-4-2 معاملات الاحتكاك

Table 22.9.4.2—Coefficients of friction

Contact surface condition	Coefficient of friction $\mu^{[1]}$	
Concrete placed monolithically	1.4λ	(a)
Concrete placed against hardened concrete that is clean, free of laitance, and intentionally roughened to a full amplitude of approximately 6 mm	1.0λ	(b)
Concrete placed against hardened concrete that is clean, free of laitance, and not intentionally roughened	0.6λ	(c)
Concrete placed against as-rolled structural steel that is clean, free of paint, and with shear transfer across the contact surface by headed studs or by welded deformed bars or wires.	0.7λ	(d)

^[1] $\lambda = 1.0$ for normalweight concrete; $\lambda = 0.75$ for all lightweight concrete. Otherwise, λ is calculated based on volumetric proportions of lightweight and normalweight aggregate as given in 19.2.4, but shall not exceed 0.85.

[1] $\lambda = 1.0$ for normalweight concrete; $\lambda = 0.75$ for all lightweight concrete. Otherwise, λ is calculated based on volumetric proportions of lightweight and normalweight aggregate as given in 19.2.4, but shall not exceed 0.85.

[1] $\lambda = 1.0$ لخرسانة الوزن الطبيعي؛ $\lambda = 0.75$ لجميع الخرسانة خفيفة الوزن. بخلاف ذلك، يتم احتسابه بناءً على النسب الحجمية للركام الخفيف والوزن الطبيعي كما هو موضح في 19.2.4، لكن يجب ألا يتجاوز 0.85.

COMMENTARY

التعليق

R22.9.4 Nominal shear strength

R22.9.4 قوة القص الاسمية

R22.9.4.2 The required area of shear-friction reinforcement, A_{vf} , is calculated using:

R22.9.4.2 تحسب المساحة المطلوبة من تسليح القص الاحتكاك، A_{vf} ، باستخدام:

$$A_{vf} = V_u / (\phi f_y \mu) \quad (R22.9.4.2)$$

The upper limit on shear strength that can be achieved using Eq. (22.9.4.2) is given in 22.9.4.4. In the shear-friction method of calculation, it is assumed that all the shear resistance is due to the friction between the crack faces. It is therefore necessary to use artificially high values of the coefficient of friction in the shear-friction equations so that the calculated shear strength will be in reasonable agreement with test results.

الحد الأعلى لقوة القص التي يمكن تحقيقها باستخدام المعادلة (22.9.4.2) يرد في 22.9.4.4. في طريقة حساب الاحتكاك القص، من المفترض أن كل مقاومة القص ترجع إلى الاحتكاك بين الوجوه المتكسرة. لذلك من الضروري استخدام قيم عالية مصطنعة لمعامل الاحتكاك في معادلات القص الاحتكاك بحيث تكون قوة القص المحسوبة في اتفاق مع نتائج الاختبار.

For concrete cast against hardened concrete not roughened in accordance with 22.9.4.6, shear resistance is primarily due to dowel action of the reinforcement. Test results (Mattock 1977) indicate that the reduced value of $J_1 = 0.6\lambda$ specified for this case is appropriate.

بالنسبة للخرسانة المصبوبة بالموقع مقابل الخرسانة الصلبة غير المخشونة وفقاً لمعيار 22.9.4.6، فإن مقاومة القص تعزى بالدرجة الأولى إلى تأثير تسليح الحركة. تشير نتائج الاختبار (Mattock 1977) إلى أن القيمة المخفضة لـ $SL = 0.6\lambda$ المحددة لهذه الحالة مناسبة.

For concrete placed against as-rolled structural steel, the shear-transfer reinforcement may be either reinforcing bars or headed studs. The design of shear connectors for composite action of concrete slabs and steel beams is not covered by these provisions. AISC 360 contains design provisions for these systems.

بالنسبة للخرسانة المصبوبة بالموقع ضد الفولاذ الإنشائي المدلفن، يمكن أن يكون تسليح نقل القص إما قضبان حديدية أو مسامير رأسية. لا تغطي هذه الأحكام تصميم مفصلات القص للعمل المركب للبلاتات الخرسانية والكمرات الفولاذية. يحتوي AISC 360 على شروط التصميم لهذه الأنظمة.

CODE الكود

22.9.4.3 If shear-friction reinforcement is inclined to the shear plane and the shear force induces tension in the shear- friction reinforcement, nominal shear strength across the assumed shear plane shall be calculated by:

22.9.4.3 إذا كان تسليح القصد الاحتكاك يميل إلى مستوى القصد، فإن قوة القصد تحفز الشد في تسليح القصد، يجب حساب قوة القصد الاسمية عبر مستوى القصد المفترض من خلال:

$$V_n = A_v f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (22.9.4.3)$$

where α is the angle between shear-friction reinforcement and assumed shear plane, and f is the coefficient of friction in accordance with Table 22.9.4.2.

حيث α هي الزاوية بين تسليح القصد الاحتكاك ومستوى القصد المفترض، و f هو معامل الاحتكاك وفقاً للجدول 22.9.4.2.

COMMENTARY التعليق

R22.9.4.3 Inclined shear-friction reinforcement is illustrated in Fig. R22.9.4.3 (Mattock 1974), where α is the acute angle between the bar and the shear plane. Equation (22.9.4.3) applies only when the shear force component parallel to the reinforcement produces tension in the reinforcement and the force component parallel to the shear plane resists part of the shear, as shown in Fig. R22.9.4.3a.

R.9.9.4.3 تم توضيح التسليح المائل للقصد الاحتكاك في الشكل R.9.9.4.3 (Mattock 1974)، حيث تمثل الزاوية الحادة بين القضيب ومستوى القصد. لا تنطبق المعادلة (22.9.4.3) إلا عندما ينتج عنصر قوة القصد موازية للتسليح الشد في التسليح ومقاومة القوة بالتوازي مع مستوى القصد يقاوم جزءاً من القصد، كما هو موضح في الشكل R.9.9.4.3a.

If the shear-friction reinforcement is inclined such that the shear force component parallel to the reinforcement produces compression in the reinforcement, as shown in Fig. R22.9.4.3b, then shear friction does not apply ($V_n = 0$).

إذا كانت مقاومة القصد الاحتكاك مائلة بحيث أن عنصر قوة القصد مواز للتسليح ينتج ضغطاً في التسليح، كما هو موضح في الشكل رقم R22.9.4.3b، فإن احتكاك القصد لا ينطبق ($V_n = 0$).

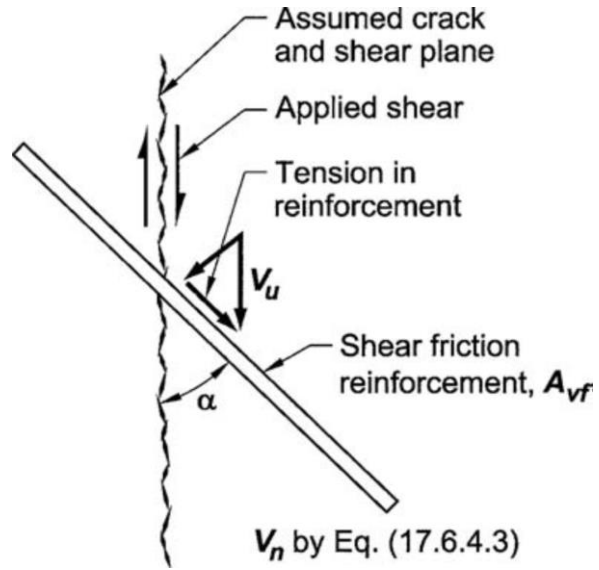


Fig. R22.9.4.3a-Tension in shear friction reinforcement.

الشكل R22.9.4.3a-الشد في تعزيز الاحتكاك القصد.

CODE
الكود

22.9.4.4 The value of V_n across the assumed shear plane shall not exceed the limits in Table 22.9.4.4. Where concretes of different strengths are cast against each other, the lesser value of f'_c shall be used in Table 22.9.4.4.

22.9.4.4 يجب ألا تتجاوز قيمة V_n عبر مستوى القص المفترض الحدود الواردة في الجدول 22.9.4.4. عندما يتم صب الخرسانة من مختلف المقاومة في الموقع مع بعضها البعض، يجب استخدام القيمة الأقل من f'_c في الجدول 22.9.4.4.

Table 22.9.4.4—Maximum V_n across the assumed shear plane
الجدول 22.9.4.4 - أقصى V_n عبر مستوى القص المفترض

Table 22.9.4.4—Maximum V_n across the assumed shear plane

Condition	Maximum V_n		
Normalweight concrete placed monolithically or placed against hardened concrete intentionally roughened to a full amplitude of approximately 6 mm	Least of (a), (b), and (c)	$0.2f'_c A_c$	(a)
		$(3.3 + 0.08f'_c)A_c$	(b)
		$11A_c$	(c)
Other cases	Lesser of (d) and (e)	$0.2f'_c A_c$	(d)
		$5.5A_c$	(e)

COMMENTARY
التعليق

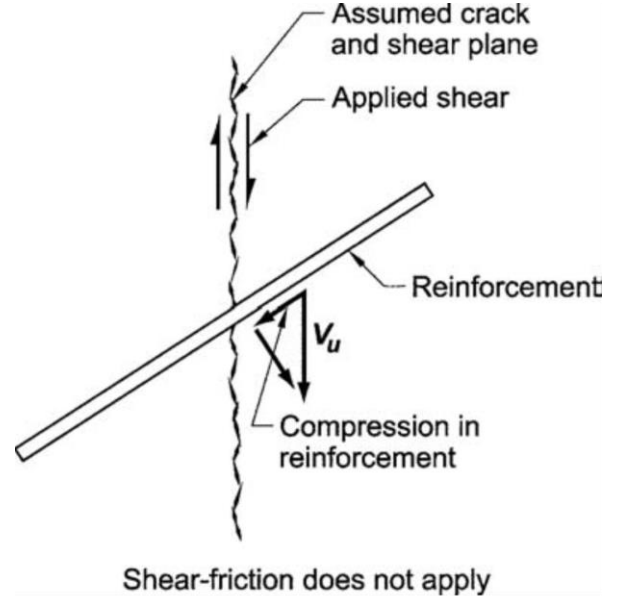


Fig. R22.9.4.3b-Compression in reinforcement.

الشكل. R22.9.4.3b - الانضغاط في التسليح.

R22.9.4.4 Upper limits on shear friction strength are necessary, as Eq. (22.9.4.2) and (22.9.4.3) may become unconservative for some cases (Kahn and Mitchell 2002; Mattock 2001).

R22.9.4.4 الحدود العليا لقوة احتكاك القص ضرورية ، مثل (Eq. (22.9.4.2) و (22.9.4.3) قد يصبحان غير متحفظين لبعض الحالات (Kahn and Mitchell 2002 ؛ Mattock 2001).

CODE

الكود

22.9.4.5 Permanent net compression across the shear plane shall be permitted to be added to $A_v f_y$, the force in the shear-friction reinforcement, to calculate required $A_v f$.

22.9.4.5 يُسمح بإضافة انضغاط صافي دائم عبر مستوى القص إلى $A_v f_y$ ، القوة الموجودة في تسليح الاحتكاك بالقص ، لحساب $A_v f$ المطلوب.

22.9.4.6 Area of reinforcement required to resist a net factored tension across an assumed shear plane shall be added to the area of reinforcement required for shear friction crossing the assumed shear plane.

22.9.4.6 تضاف منطقة التسليح اللازمة لمقاومة الشد الناشئ عن عوامل المقطع عبر مستوى القص المفترضة إلى منطقة تسليح اللازمة لاحتكاكات القص التي تعبر مستوى القص المفترضة.

22.9.5 Detailing for shear-friction reinforcement

22.9.5 التفاصيل لتسليح احتكاك القص

22.9.5.1 Reinforcement crossing the shear plane to satisfy 22.9.4 shall be anchored to develop f_y on both sides of the shear plane.

22.9.5.1 ترتكز التسليح التي تقطع مستوى القص لإرضاء 22.9.4 على تثبيت f_y على جانبي مستوى القص.

COMMENTARY

التعليق

R22.9.4.5 This provision is supported by test data (Mattock and Hawkins 1972) and should be used to reduce the amount of shear-friction reinforcement required only if the compressive force across the shear plane is permanent.

R22.9.4.5 هذا الحكم مدعوم ببيانات الاختبار (Mattock and Hawkins 1972) وينبغي استخدامه لتقليل مقدار تسليح الاحتكاك بالقص المطلوبة فقط إذا كانت قوة الضغط عبر مستوى القص دائمة.

R22.9.4.6 Tension across the shear plane may be caused by restraint of deformations due to temperature change, creep, and shrinkage. Where moment acts on a shear plane, the flexural compression and tension forces are in equilibrium and do not change the resultant compression $A_v f_y$ acting across the shear plane or the shear-friction resistance. It is therefore not necessary to provide additional reinforcement to resist the flexural tension stresses, unless the required flexural tension reinforcement exceeds the amount of shear-transfer reinforcement provided in the flexural tension zone (Mattock et al. 1975).

R22.9.4.6 قد يتسبب الشد عبر مستوى القص بضبط التشوهات بسبب التغير في درجة الحرارة والزحف والانكماش. عندما يعمل العزم على مستوى القص ، تكون قوى الانضغاط و الشد في حالة توازن ولا تغير الضغط الناتج $A_v f_y$ الذي يتصرف عبر مستوى القص أو مقاومة الاحتكاك بالقص. لذلك، ليس من الضروري توفير تسليح إضافي لمقاومة إجهاد الشد، إلا إذا تجاوز تسليح الشد المطلوب مقدار تسليح نقل القص المتوفرة في منطقة الشد (Mattock et al. 1975).

R22.9.5 Detailing for shear-friction reinforcement

R22.9.5 التفاصيل لتسليح احتكاك القص

R22.9.5.1 If no moment acts across the shear plane, reinforcement should be uniformly distributed along the shear plane to minimize crack widths. If a moment acts across the shear plane, the shear-transfer reinforcement should be placed primarily in the flexural tension zone.

R22.9.5.1 إذا لم تعمل أي عزم على مستوى القص ، فيجب توزيع التسليح بشكل موحد على طول مستوى القص لتقليل عرض الشقوق. إذا تحركت العزم عبر مستوى القص، يجب وضع تسليح نقل القص في المقام الأول في منطقة الشد للانعناء.

Anchorage may be developed by bond, by a mechanical device, or by threaded dowels and screw inserts. Space limitations often require the use of mechanical anchorage devices. For anchorage of headed studs in concrete, refer to PCI Design Handbook for precast and prestressed concrete (PCI MNL 120).

قد يتم تطوير التثبيت بواسطة رابطة أو عن طريق جهاز ميكانيكي أو بواسطة مسامير ملولبة وإدراج لولبي. تتطلب قيود المساحة غالبًا استخدام أجهزة التثبيت الميكانيكية. للاطلاع على تثبيت المسامير الرأسية في الخرسانة، راجع دليل تصميم PCI للخرسانة مسبقة الصب والإجهاد المسبق (PCI MNL 120).

The shear-friction reinforcement anchorage should engage the primary reinforcement; otherwise, a potential crack may pass between the shear-friction reinforcement and the body of the concrete. This requirement applies particularly to welded headed studs used with steel inserts.

يجب أن يثبت مرساة التسليح الاحتكاكي للقص الاحتكاك التسليح الأولي؛ خلاف ذلك، قد يمر الشق محتمل بين تسليح الاحتكاك بالقص وجسم الخرسانة. ينطبق هذا المتطلب بشكل خاص على المسامير الملحومة برأس المستخدمة مع الصلب.

CODE

الكود

CHAPTER 23—STRUT-AND-TIE MODELS

الفصل 23 - نماذج الدعامات والشداد

23.1—Scope

23.1 المجال

23.1.1 This chapter shall apply to the design of structural concrete members, or regions of members, where load or geometric discontinuities cause a nonlinear distribution of longitudinal strains within the cross section.

23.1.1 ينطبق هذا الفصل على تصميم أعضاء الخرسانة الإنشائية ، أو مناطق الأعضاء ، حيث يتسبب الحمل أو الانقطاع الهندسي في توزيع غير خطي للانفعال الطولية داخل المقطع العرضي.

23.1.2 Any structural concrete member, or discontinuity region in a member, shall be permitted to be designed by modeling the member or region as an idealized truss in accordance with this chapter.

23.1.2 يُسمح لأي عضو من الهياكل الخرسانية أو منطقة التوقف في أي عضو بتصميمه عن طريق نمذجة العضو أو المنطقة كجماعة تروس مثالية وفقاً لهذا الفصل.

COMMENTARY

التعليق

R23—STRUT-AND-TIE MODELS

R23 - نماذج الدعامات والشداد

R23.1—Scope

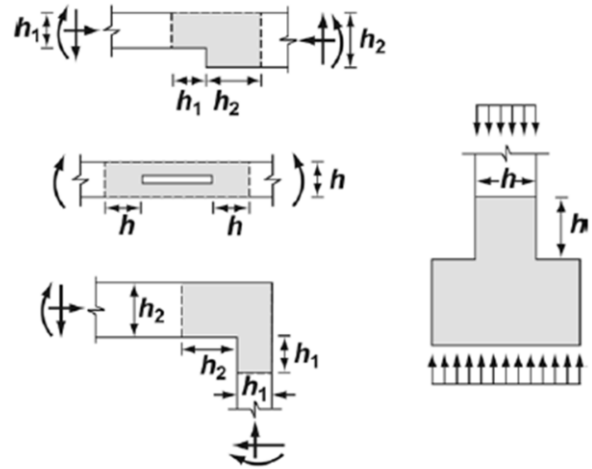
R23.1 المجال

A discontinuity in the stress distribution occurs at a change in the geometry of a structural element or at a concentrated load or reaction. St. Venant's principle indicates that the stresses due to axial force and bending approach a linear distribution at a distance approximately equal to the overall depth of the member, h , away from the discontinuity. For this reason, discontinuity regions are assumed to extend a distance h from the section where the load or change in geometry occurs.

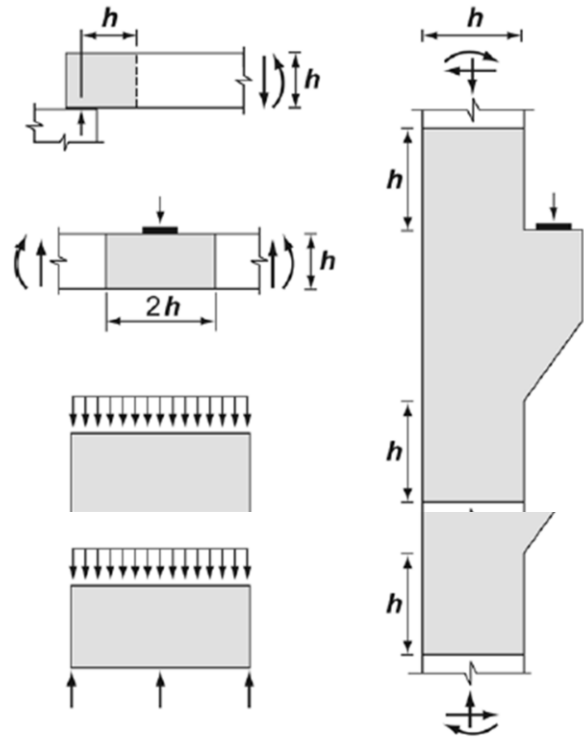
يحدث انقطاع في توزيع الإجهاد عند حدوث تغيير في هندسة العنصر الهيكلي أو عند الحمل المركب أو الحمل المتفاعل. يشير مبدأ سانت فينانت إلى أن الضغوط الناتجة عن القوة المحورية والانحناء تقترب من توزيع خطي على مسافة مساوية تقريباً للعمق الكلي للعضو، h ، بعيداً عن الانقطاع. لهذا السبب، يُفترض أن تعمل مناطق التوقف على تمديد مسافة h من المقطع الذي يحدث فيه الحمل أو التغيير في الشكل الهندسي.

The shaded regions in Fig. R23.1(a) and (b) show typical D-regions (Schlaich et al. 1987). The plane sections assumption of 9.2.1 is not applicable in such regions. In general, any portion of a member outside a D-region is a B-region where the plane sections assumptions of flexural theory can be applied. The strut-and-tie design method, as described in this chapter, is based on the assumption that D-regions can be analyzed and designed using hypothetical pin-jointed trusses consisting of struts and ties connected at nodes.

توضح المناطق المظللة في الشكلين (a) R23.1 و (b) مناطق D نموذجية (Schlaich et al. 1987). افتراض مقطع مستوي من 9.2.1 لا ينطبق في هذه المناطق. بشكل عام، أي جزء من عضو خارج منطقة D هو منطقة B حيث يمكن تطبيق افتراضات مقاطع المستوى من نظرية الانحناء. تعتمد طريقة تصميم الانضغاط والربط، كما هو موصوف في هذا الفصل، على افتراض أنه يمكن تحليل المناطق D وتصميمها باستخدام دعامات مفصلية تتكون من الدعامات والعلاقات المتصلة في العقد.



(a) Geometric discontinuities



(b) Loading and geometric discontinuities

Fig. R23.1—D-regions and discontinuities.

Fig. R23.1—D-regions and discontinuities.

الشكل 1. R23 - المناطق D والإيقاف

CODE

الكود

23.2—General

23.2 العام

23.2.1 Strut-and-tie models shall consist of struts and ties connected at nodes to form an idealized truss.

23.2.1 يجب أن تتكون نماذج الدعامة والربطة من دعامات وروابط متصلة بالعقد لتشكيل الجملون المثالي.

COMMENTARY

التعليق

R23.2—General

R23.2 العام

R23.2.1 For the idealized truss, struts are the compression members, ties are the tension members, and nodes are the joints. Details of the use of strut-and-tie models are given in Schlaich et al. (1987), Collins and Mitchell (1991), MacGregor (1997), FIP (1999), Menn (1986), Muttoni et al. (1997), and ACI 445R. Design examples for the strut-and-tie method are given in ACI SP-208 (Reineck 2002) and ACI SP-273 (Reineck and Novak 2010). The process of designing a strut-and-tie model to support the imposed forces acting on and within a D-region is referred to as the strut-and-tie method, and it includes the following four steps:

R23.2.1 بالنسبة إلى الجملون المثالي، الدعامات هي أعضاء الضغط، والروابط هي أعضاء الشد، والعقد هي المفاصل. وترد تفاصيل استخدام نماذج الدعامة والربط في (Schlaich et al. (1987)، كولينز وميتشل (1991)، ماكجريجور (1997)، FIP (1999)، مين (1986)، موتوني وآخرون. (1997)، و ACI 445R. وترد أمثلة التصميم لطريقة الدعامة والربط في (Reineck 2002) و ACI SP-208 و (Reineck and Novak 2010). يشير إلى عملية تصميم نموذج الدعامة والربط وربط لدعم القوات المفروضة تعمل على وداخل المنطقة D باسم طريقة التوصيل والربط، وتشمل الخطوات الأربع التالية:

- (1) Define and isolate each D-region.
- (2) Calculate resultant forces on each D-region boundary.
- (3) Select the model and compute the forces in the struts and ties to transfer the resultant forces across the D-region. The axes of the struts and ties are chosen to approximately coincide with the axes of the compression and tension fields, respectively.
- (4) Design the struts, ties, and nodal zones so that they have sufficient strength. Widths of struts and nodal zones are determined considering the effective concrete strengths defined in 23.4.3 and 23.9.2. Reinforcement is provided for the ties considering the steel strengths defined in 23.7.2. The reinforcement should be anchored in or beyond the nodal zones.

- (1) تحديد وعزل كل منطقة مد.
- (2) حساب القوى الناتجة على كل حدود المنطقة D.
- (3) حدد النموذج وحساب القوى في الدعامات والربط لنقل القوات الناتجة عبر المنطقة D. يتم اختيار محاور الدعامات والربط لتتوافق تقريباً مع محاور الضغط والشد، على التوالي.
- (4) تصميم الدعامات، والربط، والعقدي وتلك بحيث يكون لديهم قوة كافية. يتم تحديد عرض الدعامات ومناطق الربط مع الأخذ في الاعتبار قوة الخرسانة الفعلية المحددة في 23.4.3 و 23.9.2. يتم توفير التسليح للروابط التي تراعي نقاط القوة الفولاذية المحددة في 23.7.2. يجب أن يثبت التسليح في المناطق العقديّة أو خارجها.

The components of a strut-and-tie model of a single-span deep beam loaded with a concentrated load are identified in Fig. R23.2.1. The cross-sectional dimensions of a strut or tie are designated as thickness and width, and both directions are perpendicular to the axis of the strut or tie. Thickness is perpendicular to the plane, and width is in the plane of the strut-and-tie model. A tie consists of nonprestressed or prestressed reinforcement plus a portion of the surrounding concrete that is concentric with the axis of the tie. The surrounding concrete is included to define the zone in which the forces in the ties are to be anchored. The concrete in a tie is not used to resist the axial force in the tie. Although not explicitly considered in design, the surrounding concrete will reduce the elongations of the tie, especially at service loads.

CODE الكود

23.2.2 Geometry of the idealized truss shall be consistent with the dimensions of the struts, ties, nodal zones, bearing areas, and supports.

23.2.2 يجب أن تكون هندسة الجملون المثالية متوافقة مع أبعاد الدعامات والربط والمناطق العقدية ومناطق التحميل والدعامات.

COMMENTARY التعليق

تم تحديد مكونات نموذج الدعامة والربط لكمرة عميقة أحادية الامتداد محملة بحمولة مركزة في الشكل R23.2.1. يتم تحديد أبعاد المقطع العرضي للدعامة أو التعادل كسمك وعرض، وكلا الاتجاهين عمودي على محور الدعامة أو التعادل. السماكة عمودي على المستوي، والعرض في مستوي نموذج الدعامة والروابط. تتكون الروابط من تسليح غير مضغوط أو مُجهَد مسبقاً بالإضافة إلى جزء من الخرسانة المحيطة المركزة مع محور الربطة. يتم تضمين الخرسانة المحيطة لتحديد المنطقة التي ستركز فيها القوى في الروابط. لا يتم استخدام الخرسانة في التعادل لمقاومة القوة المحورية في التعادل. على الرغم من عدم مراعاة التصميم بشكل واضح، فإن الخرسانة المحيطة سوف تقلل من استطالة الربط، خاصة عند تحميل الخدمة.

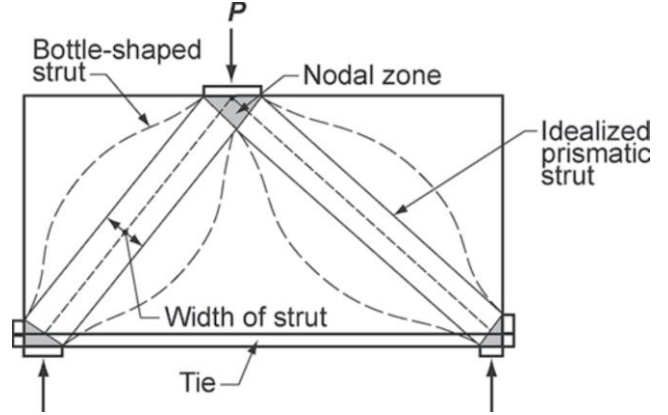


Fig. R23.2.1-Description of strut-and-tie model.

الشكل. R23.2.1- من نموذج الدعم والربط.

R23.2.2 The struts, ties, and nodal zones making up the strut-and-tie model all have finite widths, typically in the plane of the model, and thicknesses, typically the out-of-plane dimension of the structure, which should be taken into account in selecting the dimensions of the truss. Figures R23.2.2(a) and (b) show a node and the corresponding nodal zone. The vertical and horizontal forces equilibrate the forces in the inclined strut.

R23.2.2 الدعامات ، والروابط ، والمناطق العقدية التي تشكل نموذج الدعامة والربطة ، كلها ذات عرض محدود ، عادةً في مستوى النموذج ، وسمك ، وعادةً ما يكون البعد خارج المستوى للبنية ، والذي ينبغي أن تؤخذ في الاعتبار عند اختيار أبعاد الجملون. يوضح الشكلان (a) R23.2.2 و (b) عقدة ومنطقة العقدة المقابلة. القوى العمودية والأفقية تتوازن القوى في الدعامة المائلة.

If more than three forces act on a nodal zone in a two-dimensional strut-and-tie model, as shown in Fig. R23.2.2(a), it is suggested to resolve some of the forces to form three intersecting forces. The strut forces acting on Faces A-E and C-E in Fig. R23.2.2(a) can be replaced with one force acting on Face A-C as shown in Fig. R23.2.2(b). This force passes through the node at D.

إذا عملت أكثر من ثلاث قوى على منطقة عقدية في نموذج تباعد وربط ثنائي الأبعاد، كما هو مبين في الشكل (a) R23.2.2، يُقترح حل بعض القوى لتشكيل ثلاث قوى متقاطعة. يمكن استبدال قوى الدعامة التي تعمل على الوجوه A-E و C-E في الشكل (a) R23.2.2 بقوة واحدة تعمل على الوجه A-C كما هو مبين في الشكلين R23.2.2 (b). هذه القوة يمر عبر العقدة في D.

Alternatively, the strut-and-tie model can be analyzed assuming all the strut forces act through the node at D, as shown in Fig. R23.2.2(c). In this case, the forces in the two struts on the right side of Node D can be resolved into a single force acting through Point D, as shown in Fig. R23.2.2(d).

بدلاً من ذلك، يمكن تحليل نموذج الدعامات والربط بافتراض أن جميع قوى الدعامات تعمل من خلال العقدة عند D، كما هو مبين في الشكل (c) R23.2.2. في هذه الحالة، يمكن حل القوى الموجودة في الدعامات الموجودة على الجانب الأيمن من العقدة D في قوة واحدة تعمل من خلال النقطة D، كما هو مبين في الشكل (d) R23.2.2.

If the width of the support in the direction perpendicular to the member is less than the width of the member, transverse reinforcement may be required to restrain vertical splitting in the plane of the node. This can be modeled using a transverse strut-and-tie model.

إذا كان عرض الدعم في الاتجاه العمودي للعضو أقل من عرض العضو، فقد تكون هناك حاجة إلى تسليح عرضي لكبح التقسيم العمودي في مستوى العقدة. هذا يمكن أن يكون بدون استخدام الربط والدعامات النموذجية.

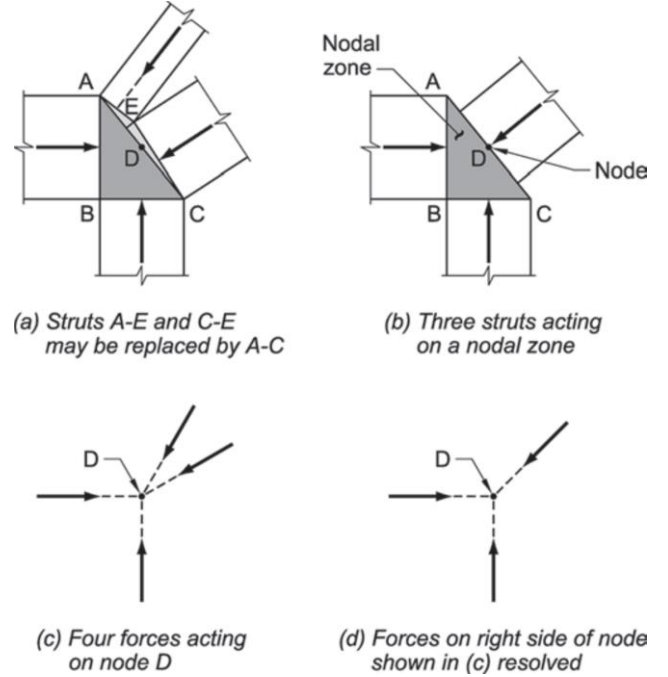


Fig. R23.2.2—Resolution of forces on a nodal zone.

الشكل 23.2.2 - تصميم القوى على منطقة العقدة.

CODE الكود

23.2.3 Strut-and-tie models shall be capable of transfer- ring all factored loads to supports or adjacent B-regions.

23.2.3 يجب أن تكون نماذج الدعامة والربط قادرة على نقل جميع الأحمال المؤثرة إلى حلقات الدعم أو مناطق B مجاورة.

23.2.4 The internal forces in strut-and-tie models shall be in equilibrium with the applied loads and reactions.

23.2.4 يجب أن تكون القوى الداخلية في نماذج الدعامات والربط متوازنة مع الأحمال والتفاعلات المطبقة.

23.2.5 Ties shall be permitted to cross struts and other ties.

23.2.5 يجب السماح للعلاقات بعبور الدعامات والروابط الأخرى.

23.2.6 Struts shall intersect or overlap only at nodes.

23.2.6 الدعامات تتقاطع أو تتداخل فقط في العقد.

COMMENTARY التعليق

R23.2.3 Strut-and-tie models represent lower-bound strength limit states. The Code does not require a minimum level of distributed reinforcement in D-regions designed by this Chapter, but does for deep beams in 9.9.3.1 and for brackets and corbels in 16.5.5. Distributed reinforcement in similar types of D-regions will improve serviceability performance. In addition, crack widths in a tie can be controlled using 24.3.2, assuming the tie is encased in a prism of concrete corresponding to the area of the tie from R23.8.1.

R23.2.3 تمثل نماذج الدعامة والربط حالات حدود القوة السفلية. لا يشترط الكود مستوى أدنى من التسليح الموزع في المناطق D المصممة بموجب هذا الفصل، ولكنه يتطلب الكمرات العميقة في 9.9.3.1 وللأقواس والكابلات في 16.5.5. التسليح الموزع في أنواع مماثلة من المناطق D سوف يحسن أداء قابلية الخدمة. بالإضافة إلى ذلك، يمكن التحكم في عرض التشقق في الروابط باستخدام 24.3.2، بافتراض أن الرابطة مغطاة بمنشور خرساني مطابق لمنطقة الربط من R23.8.1.

R23.2.6 A hydrostatic nodal zone, by definition, has equal stresses on the loaded faces; these faces are perpendicular to the axes of the struts and ties that act on the node. This type of node is considered a hydrostatic nodal zone because the in-plane stresses are the same in all directions. Strictly speaking, this terminology is incorrect because the in-plane stresses are not equal to the out-of-plane stresses.

R23.2.6 العقدي الهيدروستاتيكي واحد ، بحكم التعريف ، لهما ضغوط متساوية على الوجوه المحملة ؛ هذه الوجوه عمودية على محاور الدعامات والروابط التي تعمل على العقدة. يُعتبر هذا النوع من العقدة منطقة عقدية هيدروستاتيكية لأن الإجهادات في المستوى هي نفسها في جميع الاتجاهات. بالمعنى الدقيق للكلمة، هذه المصطلحات غير صحيحة لأن الضغوط داخل المستوى لا تساوي الضغوط الخارجة عن المستوى.

Figure R23.2.6a(i) shows a C-C-C nodal zone. If the stresses on the face of the nodal zone are the same in all three struts, the ratios of the lengths of the sides of the nodal zone, $w_1:w_2:w_3$, are in the same proportions as the three forces, $C_1:C_2:C_3$.

يوضح الشكل 23.2.6 أ (ط) منطقة العقدة C-C-C. إذا كانت الضغوطات على وجه منطقة العقدة هي نفسها في جميع الدعامات الثلاثة، فإن نسب أطوال جوانب منطقة العقدة ، $w_1:w_2:w_3$ ، تكون بنفس نسب القوى الثلاث ، $C_1:C_2:C_3$.

A C-C-T nodal zone can be represented as a hydrostatic nodal zone if the tie is assumed to extend through the node and is anchored by a plate on the far side of the node, as shown in Fig. R23.2.6a(ii), provided that the size of the plate results in bearing stresses that are equal to the stresses in the struts. The bearing plate on the left side of Fig. R23.2.6a(ii) is used to represent an actual tie anchorage. The tie force can be anchored by a plate or through embedment of straight bars (Fig. R23.2.6a(iii)), headed bars, or hooked bars. For non-hydrostatic nodes, the face with the highest stress will control the dimensions of the node.

التعليق

يمكن تمثيل منطقة العقدة CCT كمنطقة عقيدية هيدروستاتيكية إذا افترض أن الرابط يمتد عبر العقدة ويرتكز بواسطة لوحة على الجانب البعيد من العقدة، كما هو مبين في الشكل (ii) R23.2.6a، بشرط أن حجم اللوحة يؤدي إلى تحمل الضغوط التي تساوي الضغوط الموجودة في الدعامات. يتم استخدام لوحة تحمل على الجانب الأيسر من الشكل (ii) R23.2.6a لتمثيل تثبيت التعادل الفعلي. يمكن تثبيت قوة الربط بواسطة صفيحة أو من خلال غرو قضبان مستقيمة (الشكل (i) R23.2.6a) أو قضبان الرأس أو القضبان المعلقة. بالنسبة للعقد غير الهيدروستاتيكية، فإن الوجه ذو الضغط العالي يتحكم في أبعاد العقدة.

The lightly shaded area in Fig. R23.2.6a(ii) is an extended nodal zone. An extended nodal zone is that portion of a member bounded by the intersection of the effective strut width w_s and the effective tie width w_t .

المنطقة المظللة مرفق في الشكل (ii) R23.2.6a هي منطقة عقدي ممتدة. المنطقة العقيدية الممتدة هي ذلك الجزء من العضو الذي يحده تقاطع عرض دعامة فعال w_s وعرض التعادل الفعال w_t .

For equilibrium, at least three forces should act on each node in a strut-and-tie model, as shown in Fig. R23.2.6c. Nodes are classified according to the signs of these forces. A C-C-C node resists three compressive forces, a C-C-T node resists two compressive forces and one tensile force, and a C-T-T node resists one compressive force and two tensile forces.

من أجل التوازن، يجب أن تعمل ثلاث قوى على الأقل على كل عقدة في نموذج دعامات وربط، كما هو موضح في الشكل R23.2.6c. وتصنف العقد وفقاً لعلامات هذه القوات. تقاوم العقدة C-C-C ثلاث قوى ضغطية، بينما تقاوم العقدة C-C-T قوتين مضغوطتين وقوة شد واحدة، بينما تقاوم العقدة C-T-T قوة ضغط واحدة وقوات الشد.

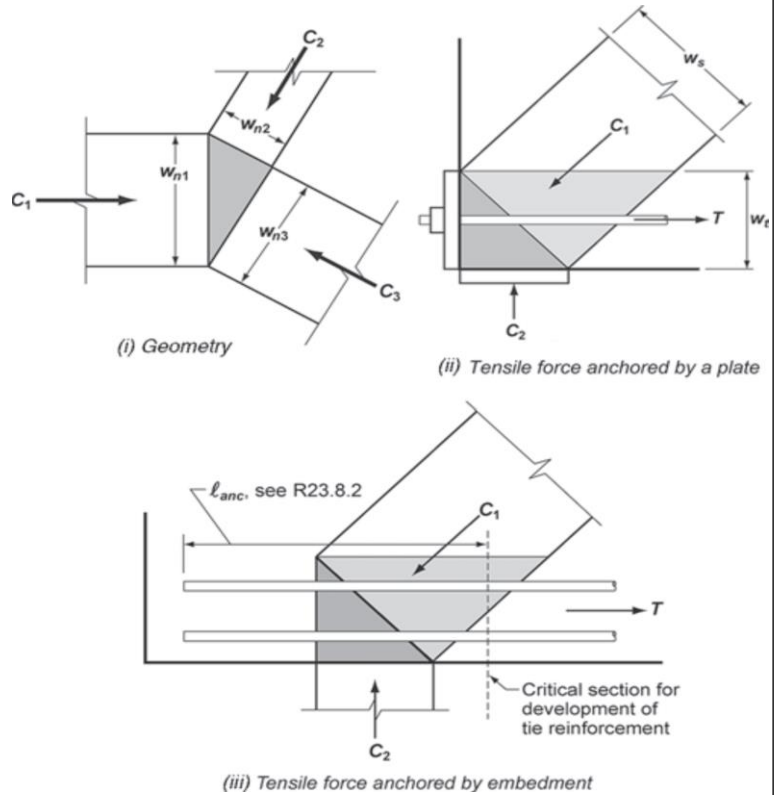
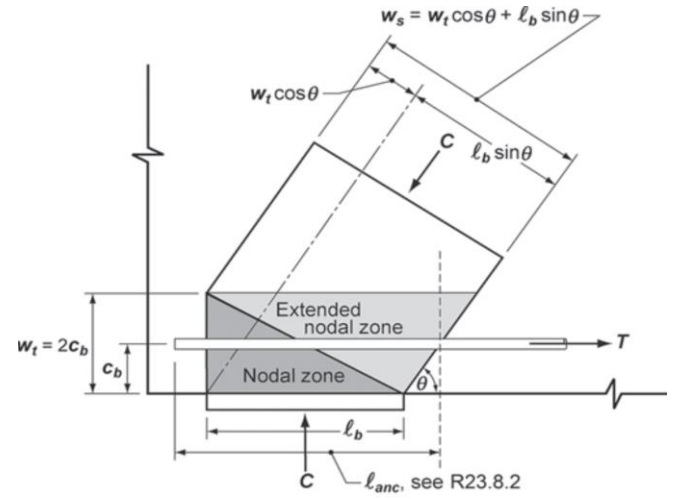
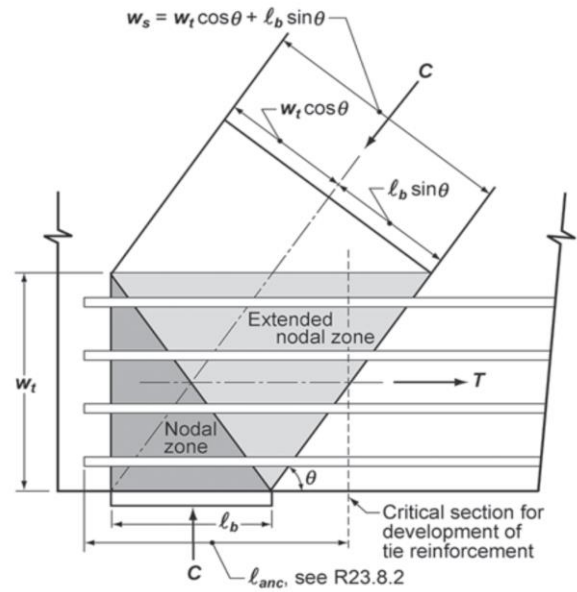


Fig. R23.2.6a—Hydrostatic nodes.

الشكل R23.2.6a - العقد الهيدروستاتيكية.



(i) One layer of reinforcement



(ii) Distributed reinforcement

Fig. R23.2.6b—Extended nodal zone showing the effect of the distribution of the force.

الشكل 23.2.6 ب. ب- المنطقة العقدي الممتدة التي تبين تأثير توزيع القوة.

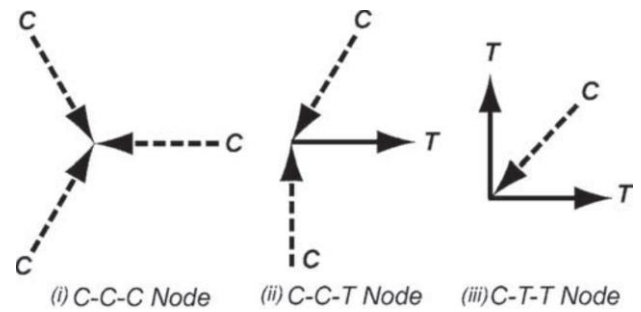


Fig. R23.2.6c—Classification of nodes.

الشكل 23.2.6 ج - تصنيف العقد.

CODE الكود

23.2.7 The angle between the axes of any strut and any tie entering a single node shall be at least 25 degrees.

23.2.7 يجب ألا تقل الزاوية بين محاور أي الدعامة وأي رابط يدخل عقدة واحدة عن 25 درجة.

23.2.8 Deep beams designed using strut-and-tie models shall satisfy 9.9.2.1, 9.9.3.1, and 9.9.4.

23.2.8 يجب أن تفي الكمرة العميقة المصممة باستخدام نماذج الدعم والربط بـ 9.9.2.1 و 9.9.3.1 و 9.9.4.

23.2.9 Brackets and corbels with shear span-to-depth ratio $a_v/d < 2.0$ designed using strut-and-tie models shall satisfy 16.5.2, 16.5.6, and Eq. (23.2.9).

23.2.9 يجب أن تفي الأقواس والكابلات ذات نسبة الامتداد إلى القص بزاوية $a_v/d < 2.0$ المصممة باستخدام الدعامة والربطة 16.5.2 و 16.5.6 و (Eq. (23.2.9)).

$$A_{sc} > 0.04(f_c/f_y)(b_w d) \quad (23.2.9)$$

23.3—Design strength

23.3 - القوة التصميمية

23.3.1 For each applicable factored load combination, design strength of each strut, tie, and nodal zone in a strut-and-tie model shall satisfy $\phi S_n \geq U$, including (a) through (c):

23.3.1 لكل تركيبة حمولة مصعدة قابلة للتطبيق ، يجب أن تفي قوة التصميم لكل منطقة الدعامة والربطة وعقدة في نموذج الدعامة والربطة $\phi S_n \geq U$ ، بما في ذلك (أ) إلى (ج):

(a) Struts: $\phi F_{ns} \geq F_{us}$

(b) Ties: $\phi F_{nt} \geq F_{ut}$

(c) Nodal zones: $\phi F_{nn} \geq F_{us}$

(أ) الدعامة: $\phi F_{ns} \geq F_{us}$

(ب) الربط: $\phi F_{nt} \geq F_{ut}$

(ج) المناطق العقدية: $\phi F_{nn} \geq F_{us}$

23.3.2 Φ shall be in accordance with 21.2.

23.3.2 Φ يجب أن يكون وفقاً للفقرة 21.2.

COMMENTARY التعليق

R23.2.7 The angle between the axes of a strut and a tie acting on a node should be large enough to mitigate cracking and to avoid incompatibilities due to shortening of the strut and lengthening of the tie occurring in approximately the same direction. This limitation on the angle prevents modeling shear spans in slender beams using struts inclined at less than 25 degrees from the longitudinal reinforcement (Muttoni et al. 1997).

R23.2.7 يجب أن تكون الزاوية بين محاور الدعامة والربطة تعمل على عقدة كبيرة بما يكفي لتخفيف التشقق وتجنب عدم التوافق بسبب تقصير الدعامة وطول الربطة التي تحدث في نفس الاتجاه تقريباً. يمنع هذا القيد بالزاوية امتدادات قص النمذجة في الكمرة النحيلة باستخدام الدعامة المائلة بأقل من 25 درجة من التسليح الطولي (Muttoni et al. 1997).

R23.3—Design strength

R23.3 - القوة التصميمية

R23.3.1 Factored loads are applied to the strut-and-tie model, and the forces in all the struts, ties, and nodal zones are calculated. If several load combinations exist, each should be investigated separately. For a given strut, tie, or nodal zone, F_u is the largest force in that element for all load combinations considered.

R23.3.1 يتم تطبيق الأحمال المركبة على نموذج الدعامة والربطة ، ويتم حساب القوى في جميع الدعامة ، والربطة ، والمناطق العقدية. في حالة وجود العديد من مجموعات الحمل ، يجب التحقق في كل منها على حدة. بالنسبة لدعامة أو ربط أو منطقة عقدية معينة ، فإن F_u هي أكبر قوة في هذا العنصر لجميع توليفات الحمل التي تم النظر فيها.

CODE

الكود

23.4—Strength of struts

23.4 - قوة الدعامات

23.4.1 The nominal compressive strength of a strut, F_{ns} , shall be calculated by (a) or (b):

23.4.1 تحسب القوة الانضغاطية الاسمية للدعامة، F_{ns} ، بواسطة (أ) أو (ب):

(a) Strut without longitudinal reinforcement

(أ) الدعامة دون التسليح الطولي

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \quad (23.4.1a)$$

(b) Strut with longitudinal reinforcement

(ب) الدعامة مع التسليح الطولي

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} + A_s' f_s' \quad (23.4.1b)$$

where F_{ns} shall be evaluated at each end of the strut and taken as the lesser value; A_{cs} is the cross-sectional area at the end of the strut under consideration; f_{ce} is given in 23.4.3; A_s' is the area of compression reinforcement along the length of the strut; and f_s' is the stress in the compression reinforcement at the nominal axial strength of the strut. It shall be permitted to take f_s' equal to f_y for Grade 40 or 60 reinforcement.

حيث يجب تقييم F_{ns} في نهاية كل طرف من الدعامة وتؤخذ كقيمة أقل ؛ A_{cs} هي المنطقة المستعرضة في نهاية الدعامة قيد الدراسة ؛ ويرد f_{ce} في 23.4.3 ؛ كما هو مجال تسليح الضغط على طول الدعامة. و f_s' هو الضغط في تسليح الضغط عند القوة المحورية الاسمية للدعامة. يجب أن يأخذ f_s' يساوي f_y لفريد 40 أو 60 للتسليح.

23.4.2 Effective compressive strength of concrete in a strut, f_{ce} , shall be calculated in accordance with 23.4.3 or 23.4.4.

23.4.2 يتم احتساب القوة الانضغاطية الفعالة للخرسانة في الدعامة، f_{ce} ، وفقاً 23.4.3 أو 23.4.4.

23.4.3 Effective compressive strength of concrete in a strut, f_{ce} , shall be calculated by:

23.4.3 يتم احتساب القوة الانضغاطية الفعالة للخرسانة في الدعامة ، f_{ce} ، بواسطة:

$$f_{ce} = 0.85 \beta_s f_c' \quad (23.4.3)$$

where β_s , in accordance with Table 23.4.3, accounts for the effect of cracking and crack-control reinforcement on the effective compressive strength of the concrete.

حيث تمثل β_s ، وفقاً للجدول 23.4.3 ، تأثير التكسير و تسليح التشقق على قوة الانضغاط الفعالة للخرسانة.

COMMENTARY

التعليق

R23.4—Strength of struts

R23.4 - قوة الدعامات

R23.4.1 The width of strut, w_s , used to calculate A_{cs} is the dimension perpendicular to the axis of the strut at the ends of the strut. This strut width is illustrated in Fig. R23.2.6a(i) and Fig. R23.2.6b. If two-dimensional strut-and-tie models are appropriate, such as for deep beams, the thickness of the struts may be taken as the width of the member except at bearing supports where the thickness of the strut must equal the least thickness of the member or supporting element.

R23.4.1 عرض الركيزة ، w_s ، يستخدم لحساب A_{cs} هو البعد العمودي على محور الركيزة في نهايات الركيزة. يوضح عرض الدعامات هذا في الشكلين (i) (R23.2.6a) والشكل R23.2.6b. إذا كانت نماذج الدعامة والربط ثنائية الأبعاد مناسبة ، مثل الكمرات العميقة ، فقد يتم اعتبار سمك الدعامات كعرض للعضو إلا عند دعامات المحامل حيث يجب أن يكون سمك الدعامة مساوياً لأقل سمك عضو أو عنصر دعم.

The contribution of reinforcement to the strength of the strut is given by the last term in Eq. (23.4.1b). The stress f_s' in the reinforcement in a strut at nominal strength can be obtained from the strains in the strut when the strut crushes. Detailing requirements in 23.6 must be met including confinement reinforcement to prevent buckling of the strut reinforcement.

يتم إعطاء مساهمة التسليح لقوة الدعامة بواسطة المصطلح الأخير في Eq. (23.4.1b). يمكن الحصول على الإجهاد f_s' في التسليح في الدعامة في القوة الاسمية من الانفعال في الدعامة عندما يسحق الدعامة. يجب الوفاء بالمتطلبات التفصيلية في 23.6 بما في ذلك تسليح لمنع الانبعاج من تسليح الدعامة.

R23.4.2 In design, struts are usually idealized as prismatic compression members. If the area of a strut differs at its two ends, due either to different nodal zone strengths at the two ends or to different bearing lengths, the strut is idealized as a uniformly tapered compression member.

R23.4.2 في التصميم ، عادةً ما تكون الدعامات مثالية لأعضاء الضغط المنشورية. إذا اختلفت مساحة الدعامة عند طرفيها ، إما بسبب نقاط قوة مختلفة في منطقة العقدة عند الطرفين أو لأطوال حمل مختلفة ، تكون الدعامة مثالية كعضو ضغط مدبب بشكل موحد.

R23.4.3 The strength coefficient $0.85f_c'$ in Eq. (23.4.3) represents the effective concrete strength under sustained compression, similar to that used in Eq. (22.4.2.2) and (22.4.2.3).

R23.4.3 معامل القوة $0.85f_c'$ في المعادلة. (23.4.3) يمثل مقاومة الخرسانة الفعالة تحت ضغط مستمر ، على غرار تلك المستخدمة في مكافئ. (22.4.2.2) و (22.4.2.3).

The value of β_s in (a) of Table 23.4.3 applies to a prismatic strut and results in a stress state that is equivalent to the rectangular stress block in the compression zone of a beam or column.

تنطبق قيمة β_s في (أ) من الجدول 23.4.3 على الدعامة المنشورية ويؤدي إلى حالة الإجهاد التي تعادل كتلة الإجهاد المستقيم في منطقة الضغط لكمر أو عمود.

CODE

الكود

Table 23.4.3—Strut coefficient β_s

الجدول 23.4.3 - معامل الدعامة β_s

Table 23.4.3—Strut coefficient β_s

Strut geometry and location	Reinforcement crossing a strut	β_s	
Struts with uniform cross-sectional area along length	NA	1.0	(a)
Struts located in a region of a member where the width of the compressed concrete at midlength of the strut can spread laterally (bottle-shaped struts)	Satisfying 23.5	0.75	(b)
	Not Satisfying 23.5	0.60λ	(c)
Struts located in tension members or the tension zones of members	NA	0.40	(d)
All other cases	NA	0.60λ	(e)

23.4.4 If confining reinforcement is provided along the length of a strut and its effect is documented by tests and analyses, it shall be permitted to use an increased value of f_{ce} when calculating F_{ns} .

23.4.4 إذا تم توفير تسليح معزول على طول الدعامة وتم توثيق تأثيره من خلال الاختبارات والتحليلات، يجب السماح له باستخدام قيمة متزايدة من f_{ce} عند حساب F_{ns} .

COMMENTARY

التعليق

The value of β_s in (b) of Table 23.4.3 applies to bottle-shaped struts as shown in Fig. R23.4.3. A bottle-shaped strut is a strut located in a part of a member where the width of the compressed concrete at midlength of the strut can spread laterally (Schlaich et al. 1987; MacGregor 1997). The curved dashed outlines of the struts in Fig. R23.2.1 and the curved solid outlines in Fig. R63.4.3 approximate the boundaries of bottle-shaped struts. To simplify design, bottle-shaped struts are idealized either as prismatic or tapered, and crack-control reinforcement from 23.5.3 is provided to resist the transverse tension. The cross-sectional area A_c of a bottle-shaped strut is taken as the smaller of the cross-sectional areas at the two ends of the strut. Refer to Fig. R23.4.3(a).

تنطبق قيمة β_s في (ب) في الجدول 23.4.3 على الدعامات على شكل زجاجات كما هو مبين في الشكل R23.4.3. الدعامة على شكل قنينة هي دعامة موجودة في جزء من عضو حيث يمكن أن ينتشر عرض الخرسانة المضغوطة عند منتصف طول الدعامة بشكل جانبي (Schlaich et al. 1987؛ MacGregor 1997). تحدد الخطوط المنقطعة المنحنية للدعامات في الشكل R23.2.1 والمخططات الصلبة المنحنية في الشكل R63.4.3 حدود الدعامات على شكل قنينة. لتبسيط التصميم، تعتبر الدعامات ذات الشكل الزجاجي مثالية إما على شكل موشوري أو مدبب، ويتم توفير تسليح التحكم في التصدع من 23.5.3 لمقاومة الشد المستعرض. تعتبر منطقة المقطع العرضي (AC) في الدعامة على شكل زجاجة أصغر المساحات المستعرضة في طرفي الدعامة. الرجوع إلى الشكل R23.4.3 (أ).

The value of β_s in (c) applies to bottle-shaped struts where transverse reinforcement is not provided. The strength of a strut without transverse reinforcement is reduced by unrestrained transverse tension. Refer to Fig. R23.4.3(a).

تنطبق قيمة β_s في (ج) على الدعامات ذات الشكل الزجاجي حيث لا يتم توفير التسليح المستعرض. يتم تقليل قوة الدعامة بدون تقوية عرضية عن طريق الشد العرضي غير المشدود. الرجوع إلى الشكل R23.4.3 (أ).

The value of β_s in (d) applies, for example, to compression struts in a strut-and-tie model used to design the longitudinal and transverse reinforcement of the tension flanges of beams, box girders, and walls. The low value of β_s reflects that these struts need to transfer compression in a zone where tensile stresses act perpendicular to the strut.

تنطبق قيمة β_s في (د)، على سبيل المثال، على الدعامات الانضغاطية في نموذج الدعامة والربطة المستخدمة لتصميم التسليح الطولي والعرضي لحافات الشد في الكمرات، والحدارات، والحدارات. تعكس القيمة المنخفضة لـ β_s أن هذه الدعامات تحتاج إلى نقل الانضغاط في منطقة تعمل فيها إجهادات الشد بشكل عمودي على الدعامة.

The value of β_s in (e) applies to all other cases. Examples include a fan-shaped strut and the diagonal compression field in B-regions.

تنطبق قيمة β_s في (هـ) على جميع الحالات الأخرى. ومن الأمثلة على ذلك الدعامة على شكل مروحة وحقل ضغط قطري في المناطق B.

The value of β_s in (c) and (e), which are governed by longitudinal splitting of the strut, include a correction factor λ for lightweight concrete. Lightweight concrete has a lower tensile strength and higher brittleness, which can reduce the strut strength.

تتضمن قيمة β_s في (c) و (e)، والتي يحكمها الانقسام الطولي للدعامة، عامل تصحيح λ للخرسانة خفيفة الوزن. الخرسانة خفيفة الوزن لديها قوة شد أقل وهشاشة أعلى، مما يمكن أن يقلل من قوة الدعامة.

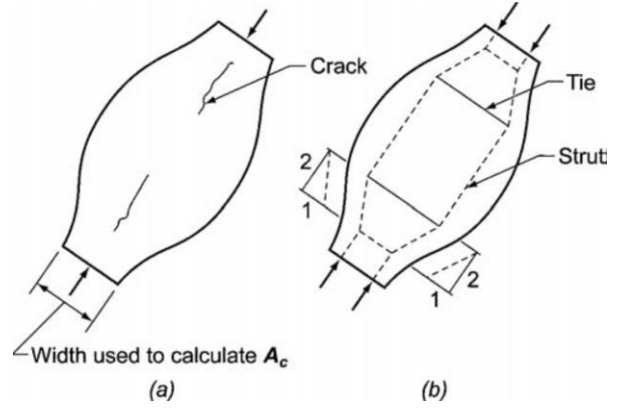


Fig. R23.4.3-Bottle-shaped strut: (a) cracking of a bottle- shaped strut; and (b) strut-and-tie model of a bottle-shaped strut.

الشكل - R23.4.3، الدعامة على شكل زجاجة: (أ) شروخ الدعامة على شكل زجاجة ؛ و (ب) نموذج الدعامة وربطة الدعامة على شكل زجاجة.

23.5—Reinforcement crossing bottle-shaped struts

23.5 - تسليح مقطع الدعامات على شكل زجاجة

23.5.1 For bottle-shaped struts designed using $\beta_s = 0.75$, reinforcement to resist transverse tension resulting from spreading of the compressive force in the strut shall cross the strut axis. It shall be permitted to determine the transverse tension by assuming that the compressive force in a bottle- shaped strut spreads at a slope of 2 parallel to 1 perpendicular to the axis of the strut.

23.5.1 بالنسبة للدعامات ذات شكل الزجاجة المصممة باستخدام $\beta_s = 0.75$ ، يجب أن يعبر التسليح لمقاومة الشد العرضي الناجم عن انتشار قوة الضغط في الدعامة محور الدعامة. يجب السماح بتحديد الشد العرضي بافتراض أن قوة الضغط في الدعامة على شكل زجاجة تنتشر على ميل 2 مواز ل 1 عمودي على محور الدعامة.

23.5.2 Reinforcement required in 23.5.1 shall be developed beyond the extent of the strut in accordance with 25.4.

23.5.2 يتم تثبيت التسليح المطلوب في 23.5.1 بما يتجاوز حدود الدعامة وفقاً للفقرة 25.4.

23.5.3 Distributed reinforcement calculated in accordance with Eq. (23.5.3) and crossing the strut axis shall be deemed to satisfy 23.5.1, if $f_c' \leq 40$ MPa.

23.5.3 التسليح الموزع المحسوب وفقاً للمطابقة (23.5.3) وعبر محور الدعامة يعتبر لتلبية 23.5.1 ، إذا $f_c' \leq 40$ ميغا باسكال.

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \sin \alpha_i \geq 0.003 \quad (23.5.3)$$

R23.5—Reinforcement crossing bottle-shaped struts

R23.5 — تسليح مقطع الدعامات على شكل زجاجة

R23.5.1 The reinforcement required by 23.5.1 is related to the tensile force in the concrete due to the spreading of the strut. The amount of transverse reinforcement can be calculated using the strut-and-tie model shown in Fig. R23.4.3(b) where the struts that represent the spread of the compressive force act at a slope of 1:2 to the axis of the applied compressive force. Reinforcement placed to resist the splitting force restrains crack widths, allows the strut to resist more axial force, and permits some redistribution of force. Alternatively, for f_c' not exceeding 40 MPa, Eq. (23.5.3) can be used to select the area of distributed transverse reinforcement.

R23.5.1 يرتبط التسليح المطلوب في 23.5.1 بقوة الشد في الخرسانة بسبب انتشار الدعامة. يمكن حساب مقدار التسليح العرضي باستخدام نموذج الانضغاط والرباط الموضح في الشكل (b) R23.4.3 حيث تعمل الدعامات التي تمثل انتشار القوة الانضغاطية عند ميل من 1: 2 إلى محور قوة الضغط المطبقة. التسليح الموضوعة لمقاومة قوة الانقسام يقيد عرض تصدع، ويسمح للدعامة لمقاومة المزيد من القوة المحورية ، ويسمح بإعادة توزيع القوة. بدلاً من ذلك، بالنسبة إلى f_c' لا تتجاوز 40 ميغا باسكال ، معادلة (23.5.3) يمكن استخدامها لتحديد منطقة التسليح المستعرض الموزع.

R23.5.3 Figure R23.5.3 shows two layers of reinforcement crossing a cracked strut. This reinforcement will help control cracking in a bottle-shaped strut (refer to Fig. R23.4.3) and result in a larger strut capacity than if this distributed reinforcement was not included. The subscript i in Eq. (23.5.3) is 1 for the vertical and 2 for the horizontal bars. Equation (23.5.3) is written in terms of a reinforcement ratio rather than a stress to simplify the calculation.

R23.5.3 الشكل R23.5.3 يوضح طبقتين من التسليح تعبران دعامة متصدعة. سيساعد هذا التسليح في التحكم في التصدع في الدعامة على شكل زجاجة (راجع الشكل R23.4.3) وسيؤدي إلى قدرة الدعامة أكبر من ذلك إذا لم يتم تضمين هذا التسليح الموزع. منخفض i في معادلة (23.5.3) هو 1 للرأسي و 2 للشريط الأفقي. يتم كتابة المعادلة (23.5.3) من حيث نسبة التسليح بدلاً من الإجهاد لتبسيط الحساب.

CODE

الكود

where A_{si} is the total area of distributed reinforcement at spacing s_i in the i -th direction of reinforcement crossing a strut at an angle u_i to the axis of a strut, and b_s is the width of the strut.

حيث A_{si} هي المساحة الكلية للتسليح الموزع عند التباعد s_i في الاتجاه الأول من التسليح الذي يعبر الدعامة بزاوية u_i إلى محور الدعامة، و b_s هو عرض الدعامة.

23.5.3.1 Distributed reinforcement required in 23.5.3 shall be placed orthogonally at angles u_1 and u_2 to the axis of the strut, or in one direction at an angle u_1 to the axis of the strut. Where the reinforcement is placed in only one direction, u_1 shall be at least 40 degrees.

23.5.3.1 يتم وضع التسليح الموزع المطلوب في 23.5.3 بشكل متعامد عند الزاويتين u_1 و u_2 على محور الدعامة، أو في اتجاه واحد بزاوية u_1 إلى محور الدعامة. عندما يوضع التسليح في اتجاه واحد فقط، يجب أن تكون u_1 على الأقل 40 درجة.

23.6 —Strut reinforcement detailing

23.6 —تفاصيل تسليح للدعامة

23.6.1 Compression reinforcement in struts shall be parallel to the axis of the strut and enclosed along the length of the strut by closed ties in accordance with 23.6.3 or by spirals in accordance with 23.6.4.

23.6.1 يجب أن يكون تسليح الانضغاط في الدعامة موازياً لمحور الدعامة ويوضع على طول الدعامة بواسطة روابط مغلقة وفقاً للفقرة 23.6.3 أو بواسطة اللوالب وفقاً للفقرة 23.6.4.

COMMENTARY

التعليق

Often, this distributed reinforcement is difficult to place in structures such as pile caps. If this reinforcement is not provided, the value of β_s given in expression (c) of Table 23.4.3 should be used.

في كثير من الأحيان، يصعب وضع هذا التسليح الموزع في هياكل مثل أغطية الخوازيق. إذا لم يتم توفير هذا التسليح، فيجب استخدام قيمة β_s الواردة في التعبير (ج) في الجدول 23.4.3.

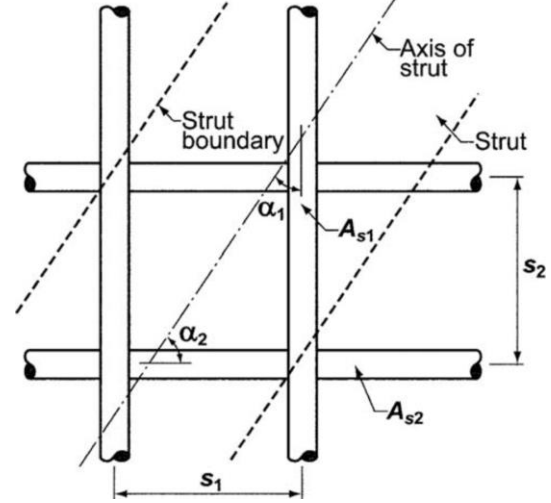


Fig. R23.5.3-Reinforcement crossing a strut.

الشكل. R23.5.3 - تسليح عبور الدعامة.

R23.5.3.1 An important example of the application of 23.5.3.1 is for a corbel with a shear span-to-depth ratio less than 1.0, for which the distributed reinforcement required to satisfy 23.5.1 is usually provided in the form of horizontal stirrups crossing the inclined compression strut, as shown in Fig. R16.5.1b.

R23.5.3.1 مثال مهم لتطبيق 23.5.3.1 هو لسند نسبة مسافة القص إلى عمق أقل من 1.0، والتي عادة ما يتم توفير التسليح الموزعة المطلوبة لتلبية 23.5.1 في شكل كانات أفقية يعبران دعامة الانحدار المائل، كما هو مبين في الشكل R16.5.1b.

R23.6—Strut reinforcement detailing

23.6 —تفاصيل تسليح الدعامة

R23.6.1 Refer to R23.4.1.

R23.6.1 الرجوع إلى R23.4.1.

CODE

الكود

23.6.2 Compression reinforcement in struts shall be anchored to develop f_s at the face of the nodal zone, where f_s is calculated in accordance with 23.4.1.

23.6.2 يجب تثبيت دعامات الانضغاط في الدعامات لتطوير f_s في مواجهة المنطقة العقدية، حيث يتم حساب f_s وفقاً للفقرة 23.4.1.

23.6.3 Closed ties enclosing compression reinforcement in struts shall satisfy 25.7.2 and this section.

23.6.3 يجب أن تستوفي الروابط المغلقة التي تتضمن تقوية الانضغاط في الدعامات 25.7.2 وهذا القسم.

Spacing of closed ties, s , along the length of the strut shall not exceed the smallest of (a) through (c):

23.6.3.1 يجب ألا يتجاوز تباعد الروابط المغلقة، على طول الدعامات، أصغر من (أ) إلى (ج):

- (a) Smallest dimension of cross section of strut
- (b) $48d_b$ of bar or wire used for closed tie reinforcement
- (c) $16d_b$ of compression reinforcement

- (أ) أصغر بعد المقطع العرضي للدعامات
- (ب) $48d_b$ من القضبان أو التسليح المستخدمة لتسليح الروابط المغلقة
- (ج) $16d_b$ من تسليح الضغط

23.6.3.2 The first closed tie shall be located not more than $0.5s$ from the face of the nodal zone at each end of a strut.

23.6.3.2 يجب أن يكون أول رابط مغلق لا يزيد عن $0.5s$ من وجه منطقة العقدة عند كل طرف الدعامات.

23.6.3.3 Closed ties shall be arranged such that every corner and alternate longitudinal bar shall have lateral support provided by cross ties or the corner of a tie with an included angle of not more than 135 degrees and no longitudinal bar shall be farther than 150 mm clear on each side along the tie from such a laterally supported bar.

23.6.3.3 يتم ترتيب الروابط المغلقة بحيث يكون لكل زاوية وقضيب طولي بديل دعم جانبي مقدم من مقطع الكانة أو زاوية الربطة مع زاوية مضمنة لا تزيد عن 135 درجة ولا يجب أن يكون القضيب الطولي أكثر من 150 مم واضح على كل جانب على طول الربط من هذا القضيب المدعوم أفقياً.

23.6.4 Spirals enclosing compression reinforcement in struts shall satisfy 25.7.3.

23.6.4 يجب أن نفي اللوالب التي تحتوي على تقوية الانضغاط في الدعامات 25.7.3.

COMMENTARY

التعليق

R23.6.3.3 Refer to **R25.7.2.3**.

R23.6.3.3 الرجوع إلى **R.2.7.2.3**.

CODE الكود

23.7 —Strength of ties

23.7 – مقاومة الربطة

23.7.1 Tie reinforcement shall be nonprestressed or prestressed.

23.7.1 يجب أن يكون تسليح الروابط غير مسبقة الاجهاد أو مسبقة الاجهاد.

23.7.2 The nominal tensile strength of a tie, F_{nt} , shall be calculated by:

23.7.2 تُحسب مقاومة الشد الاسمية للربطة ، F_{nt} ، بواسطة:

$$F_{nt} = A_{ts} f_y + A_{tp}(f_{se} + \Delta f_p) \quad (23.7.2)$$

where $(f_{se} + \Delta f_p)$ shall not exceed f_{py} , and A_{tp} is zero for nonprestressed members.

حيث $(f_{se} + \Delta f_p)$ يجب ألا يتجاوز f_{py} ، و A_{tp} تساوي صفرًا في العناصر الغير مسبقة الاجهاد.

23.7.3 In Eq. (23.7.2), it shall be permitted to take Δf_p equal to 420 MPa for bonded prestressed reinforcement and 70 MPa for unbonded prestressed reinforcement. Higher values of Δf_p shall be permitted if justified by analysis.

23.7.3 في المعادلة (23.7.2) ، يُسمح بتناول Δf_p مساويًا لـ 420 ميجا باسكال للتسليح مسبق الاجهاد المرتبط و 70 ميجا باسكال للتسليح مسبق الاجهاد غير المرتبط. يجب السماح بالقيم العليا لـ Δf_p إذا تم فقط بالتحليل.

23.8 —Tie reinforcement detailing

23.8 تفاصيل التسليح للربطة

23.8.1 The centroidal axis of the tie reinforcement shall coincide with the axis of the tie assumed in the strut-and-tie model.

23.8.1 يجب أن يتزامن المحور المركزي للربط التعويضي مع محور الرباط المفترض في نموذج الدعامات والربط.

COMMENTARY التعليق

R23.8 —Tie reinforcement detailing

R23.8 تفاصيل التسليح للربطة

R23.8.1 The effective tie width assumed in design, w_t , can vary between the following limits, depending on the distribution of the tie reinforcement:

R23.8.1 يمكن أن يختلف عرض التعادل الفعال المفترض في التصميم ، بالوزن ، بين الحدود التالية ، اعتمادًا على توزيع حديد التسليح:

(a) If the bars in the tie are in one layer, the effective tie width can be taken as the diameter of the bars in the tie plus twice the cover to the surface of the bars, as shown in Fig. R23.2.6b(i).

(b) A practical upper limit of the tie width can be taken as the width corresponding to the width in a hydrostatic nodal zone, calculated as $w_{t,max} = F_{nt}/(f_{cebs})$, where f_{ce} is calculated for the nodal zone in accordance with 23.9.2.

(أ) إذا كانت القضبان في التعادل موجودة في طبقة واحدة، فيمكن أخذ عرض التعادل الفعال كقطر القضبان في التعادل بالإضافة إلى ضعف الغطاء على سطح القضبان ، كما هو مبين في الشكل R23.2.6b (i).

(ب) يمكن اعتبار الحد الأعلى العملي لعرض التعادل كعرض مطابق للعرض في منطقة عقدي هيدروستاتيكي، محسوبًا بـ $w_{t,max} = F_{nt}/(f_{cebs})$ ، حيث يتم حساب f_{ce} لمنطقة العقدة وفقًا للـ 23.9.2.

If the tie width exceeds the value from (a), the tie reinforcement should be distributed approximately uniformly over the width and thickness of the tie, as shown in Fig. R23.2.6b(ii).

إذا تجاوز عرض الربطة القيمة من (أ) ، فيجب توزيع تسليح الربطة بشكل منتظم تقريبًا على عرض وسمك الربطة ، كما هو مبين في الشكل R23.2.6b (ii).

CODE

الكود

23.8.2 Tie reinforcement shall be anchored by mechanical devices, post-tensioning anchorage devices, standard hooks, or straight bar development in accordance with 23.8.3.

23.8.2 يجب تثبيت الروابط بالأجهزة الميكانيكية ، أو أجهزة التثبيت الشد الاحق ، أو الخطافات القياسية ، أو تثبيت قضيب مستقيم وفقًا للفقرة 23.8.3.

23.8.3 Tie reinforcement shall be developed in accordance with (a) or (b):

23.8.3 يتم تثبيت التسليح للربط وفقًا للفقرة (ا) أو (ب):

- (a) The difference between the tie force on one side of a node and the tie force on the other side shall be developed within the nodal zone.
- (b) At nodal zones anchoring one or more ties, the tie force in each direction shall be developed at the point where the centroid of the reinforcement in the tie leaves the extended nodal zone.

(ا) يجب تثبيت الفرق بين قوة التعادل على جانب من العقدة وقوة التعادل على الجانب الآخر داخل منطقة العقدة.

(ب) في المناطق العقدية التي تتركز على واحد أو أكثر من الروابط ، يجب تثبيت قوة التعادل في كل اتجاه عند النقطة التي يترك فيها النقطة الوسطى من التسليح في التعادل المنطقة العقدية الممتدة.

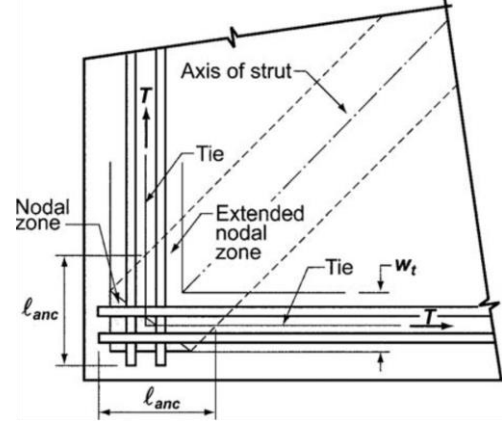
Configuration of nodal zone	P_n	
Nodal zone bounded by struts, bearing areas, or both	1.0	(a)
Nodal zone anchoring one tie	0.80	(b)
Nodal zone anchoring two or more ties	0.60	(c)

COMMENTARY

التعليق

R23.8.2 Anchorage of ties often requires special attention in nodal zones of corbels or in nodal zones adjacent to exterior supports of deep beams. The reinforcement in a tie should be anchored before it exits the extended nodal zone at the point defined by the intersection of the centroid of the bars in the tie and the extensions of the outlines of either the strut or the bearing area. This length is ℓ_{anc} . In Fig. R23.2.6b, this occurs where the outline of the extended nodal zone is crossed by the centroid of the reinforcement in the tie. Some of the anchorage may be achieved by extending the reinforcement through the nodal zone, as shown in Fig. R23.2.6a(iii) and R23.2.6b, and developing it beyond the nodal zone. If the tie is anchored using 90-degree hooks, the hooks should be confined within reinforcement to avoid cracking along the outside of the hooks in the support region.

R23.8.2 غالبًا ما يتطلب تثبيت الروابط اهتمامًا خاصًا في المناطق العقدية من العناصر أو في المناطق العقدية المجاورة للدعامات الخارجية للكمرة العميقة. يجب تثبيت التسليح في رابط قبل أن يخرج من المنطقة العقدية الممتدة عند النقطة المحددة بواسطة تقاطع النقطة الوسطى من القضبان في التعادل وتمديدات الخطوط العريضة إما من الدعامة أو منطقة الحاملة. هذا الطول هو ℓ_{anc} . في الشكل R23.2.6b ، يحدث هذا عندما يتم تجاوز الخطوط العريضة لمنطقة العقدة الممتدة بواسطة النقطة الوسطى من التسليح في التعادل. يمكن تحقيق بعض من التثبيت من خلال تمديد التسليح من خلال منطقة العقدي ، كما هو مبين في الشكلين (iii) و R23.2.6a و R23.2.6b ، وتثبيت خارج المنطقة العقدية. إذا تم تثبيت الخطاف باستخدام خطاطيف بدرجة 90 درجة ، فيجب حصر الخطافات في إطار التسليح لتجنب التصدع على طول الخطافات الخارجية في منطقة الدعم.



In deep beams, hairpin bars spliced with the tie reinforcement can be used to anchor the tie forces at exterior supports, provided the beam width is large enough to accommodate such bars.

في الكمرة العميقة، يمكن استخدام قضبان مسمار العر المربوطة بتسليح الربط لتثبيت قوى الربط في الدعامات الخارجية، بشرط أن يكون عرض الكمرة كبيرًا بما يكفي لاستيعاب هذه القضبان.

Figure R23.8.2 shows two ties anchored at a nodal zone. Development is required where the centroid of the tie crosses the outline of the extended nodal zone.

يُظهر الشكل R23.8.2 اثنين من العلاقات المثبتة في منطقة العقدية. مطلوب تثبيت حيث يعبر النقطة الوسطى من التعادل الخطوط العريضة للمنطقة العقدية الموسعة.

The development length of the tie reinforcement can be reduced through hooks, headed bars, mechanical devices, additional confinement, or by splicing it with layers of smaller bars.

يمكن تقليل طول التثبيت للربط التعويضي من خلال الخطافات أو القضبان الرأسية أو الأجهزة الميكانيكية أو الحصر الإضافي أو عن طريق ربطها بطبقات من القضبان الأصغر.

CODE الكود

23.9 —Strength of nodal zones

23.9 - مقاومة منطقة العقد

23.9.1 The nominal compressive strength of a nodal zone, F_{nn} , shall be calculated by:

$$23.9.1 \text{ القوة الانضغاطية الاسمية لمنطقة العقدة } F_{nn}, \text{ يتم حسابها بواسطة:}$$

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} \quad (23.9.1)$$

where f_{ce} is defined in 23.9.2 or 23.9.3 and A_{nz} is given in 23.9.4 or 23.9.5.

حيث يتم تعريف f_{ce} في 23.9.2 أو 23.9.3 وتعطى A_{nz} في 23.9.4 أو 23.9.5.

23.9.2 The effective compressive strength of concrete at a face of a nodal zone, f_{ce} , shall be calculated by:

23.9.2 تُحسب المقاومة الانضغاطية الفعالة للخرسانة على وجه منطقة العقدة ، f_{ce} ، بواسطة:

$$f_{ce} = 0.85 \beta_n f_c' \quad (23.9.6)$$

where β_n shall be in accordance with Table 23.9.2.

حيث يجب أن يكون β_n وفقاً للجدول 23.9.2.

Table 23.9.2—Nodal zone coefficient β_n

الجدول 23.9.2 - معامل منطقة العقد β_n

Table 23.9.2—Nodal zone coefficient β_n

Configuration of nodal zone	β_n	
Nodal zone bounded by struts, bearing areas, or both	1.0	(a)
Nodal zone anchoring one tie	0.80	(b)
Nodal zone anchoring two or more ties	0.60	(c)

23.9.3 If confining reinforcement is provided within the nodal zone and its effect is documented by tests and analyses, it shall be permitted to use an increased value of f_{ce} when calculating F_{nn} .

23.9.3 إذا تم توفير تسليح معزول داخل المنطقة العقدية وتم توثيق تأثيره من خلال الاختبارات والتحليلات، يجب السماح له باستخدام زيادة قيمة f_{ce} عند حساب F_{nn} .

23.9.4 The area of each face of a nodal zone, A_{nz} , shall be taken as the smaller of (a) and (b):

23.9.4 تؤخذ مساحة كل وجه من منطقة العقدة، A_{nz} ، على أنها أصغر من (أ) و (ب):

(a) Area of the face of the nodal zone perpendicular to the line of action of F_{us}

(b) Area of a section through the nodal zone perpendicular to the line of action of the resultant force on the section

(أ) مساحة وجه المنطقة العقدية متعامدة على خط عمل F_{us}

(ب) مساحة مقطع ما عبر المنطقة العقدية عمودياً على خط عمل القوة الناتجة على المقطع

COMMENTARY التعليق

R23.9—Strength of nodal zones

23.9 - مقاومة منطقة العقد

R23.9.2 The nodes in two-dimensional models can be classified as shown in Fig. R23.2.6c. The effective compressive strength of the nodal zone is given by Eq. (23.9.2) where the value for β_n is given in Table 23.9.2.

R23.9.2 يمكن تصنيف العقد في النماذج ثنائية الأبعاد كما هو مبين في الشكل R23.2.6c. يتم إعطاء قوة الضغط الفعالة للمنطقة العقدية بواسطة (Eq. (23.9.2) حيث ترد قيمة β_n في الجدول 23.9.2.

Lower β_n values reflect the increasing degree of disruption of the nodal zones due to the incompatibility of tensile strains in the ties and compressive strains in the struts. The stress on any face of the nodal zone or on any section through the nodal zone should not exceed the value given by Eq. (23.9.2).

تعكس القيم الدنيا β_n الدرجة المتزايدة من التمزق في المناطق العقدية بسبب عدم توافق الانفعال الشد في الروابط و الانفعال الضاغطة في الدعامات. يجب ألا يتجاوز الضغط على أي وجه لمنطقة العقدة أو على أي مقطع من خلال المنطقة العقدية القيمة المعطاة بواسطة (Eq. (23.9.2).

R23.9.4 If the stresses in all the struts meeting at a node are equal, a hydrostatic nodal zone can be used. The faces of such a nodal zone are perpendicular to the axes of the struts, and the widths of the faces of the nodal zone are proportional to the forces in the struts.

R23.9.4 إذا كانت الضغوط في جميع الدعامات التي تجتمع في عقدة متساوية ، يمكن استخدام منطقة عقدي هيدروستاتيكي. تكون وجوه هذه المنطقة العقدية متعامدة مع محاور الدعامات، وتكون عروض وجوه المنطقة العقدية متناسبة مع القوى في الدعامات.

Stresses on nodal faces that are perpendicular to the axes of struts and ties are principal stresses, and 23.9.4(a) is used.

الضغوطات على الوجوه العقدية التي هي عمودي على محاور الدعامات والروابط هي الضغوط الرئيسية، ويستخدم 23.9.4 (أ).

CODE**الكود**

23.9.5 In a three-dimensional strut-and-tie model, the area of each face of a nodal zone shall be at least that given in 23.9.4, and the shape of each face of the nodal zone shall be similar to the shape of the projection of the end of the strut onto the corresponding face of the nodal zone.

23.9.5 في نموذج ثلاثي الأبعاد للربط والدعامات، يجب أن تكون مساحة كل وجه لمنطقة العقدة على الأقل في 23.9.4 ، ويكون شكل كل وجه من منطقة العقدة متماثلاً شكل إسقاط نهاية الدعامة على الوجه المقابل للمنطقة العقدية.

COMMENTARY**التعليق**

If, as shown in Fig. R23.2.6b(ii), the face of a nodal zone is not perpendicular to the axis of the strut, there will be both shear stresses and normal stresses on the face of the nodal zone. Typically, these stresses are replaced by the normal (principal compressive) stress acting on the cross-sectional area, A_{nz} , of the strut, taken perpendicular to the axis of the strut as given in 23.9.4(a).

إذا، كما هو مبين في الشكل (ii) R23.2.6b ، فإن وجه المنطقة العقدية ليس عمودياً على محور الدعامة ، فستكون هناك إجهادات قص و شد طبيعية على وجه المنطقة العقدية. عادة، يتم استبدال هذه الإجهادات بضغط طبيعي (ضغط رئيسي) يعمل على منطقة المقطع العرضي ، A_{nz} ، من الدعامة ، التي يتم أخذها بشكل عمودي على محور الدعامة كما هو موضح في 23.9.4 (أ).

CHAPTER 24—SERVICEABILITY REQUIREMENTS

الفصل 24 - متطلبات الخدمة

24.1—Scope

24.1 المجال

24.1.1 This chapter shall apply to member design for minimum serviceability, including (a) through (d):

24.1.1 ينطبق هذا الفصل على تصميم الأعضاء للحصول على الحد الأدنى من الخدمة ، بما في ذلك (أ) إلى (د):

- (a) Deflections due to service-level gravity loads (24.2)
- (b) Distribution of flexural reinforcement in one-way slabs and beams to control cracking (24.3).
- (c) Shrinkage and temperature reinforcement (24.4)
- (d) Permissible stresses in prestressed flexural members (24.5)

(أ) تشوهات بسبب أحمال الجاذبية على مستوى الخدمة (24.2)
(ب) توزيع التسليح الانحناء في بلاطة في اتجاه واحد والكمرات للسيطرة على الشقوق (24.3).

(ج) الانكماش وتسليح درجة الحرارة (24.4)
(د) الضغوط المسموح بها في أعضاء الانحناء سابقة الإجهاد (24.5)

24.2—Deflections due to service-level gravity loads

24.2 - انحرافات بسبب الأحمال الجاذبية على مستوى الخدمة

24.2.1 Members subjected to flexure shall be designed with adequate stiffness to limit deflections or deformations that adversely affect strength or serviceability of a structure.

24.2.1 - يجب تصميم الأعضاء الذين يتعرضون للثني مع صلابة كافية للحد من الانحرافات أو التشوهات التي تؤثر سلباً على قوة أو قابلية الصيانة للهيكل.

R24—SERVICEABILITY REQUIREMENTS

R24 - متطلبات الخدمة

R24.1—Scope

R24.1 المجال

This chapter prescribes serviceability requirements that are referenced by other chapters of the Code, or are otherwise applicable to provide adequate performance of structural members. This chapter does not stand on its own as a complete and cohesive compilation of serviceability requirements for the design of structural members.

ينص هذا الفصل على متطلبات قابلية الخدمة المشار إليها بواسطة فصول أخرى من الكود ، أو التي تنطبق على خلاف ذلك لتوفير أداء مناسب للأعضاء الهيكلية. لا يقف هذا الفصل بمفرده كتجميع كامل ومتناسك لمتطلبات قابلية الخدمة لتصميم الأعضاء الهيكلية.

R24.2—Deflections due to service-level gravity loads

R24.2 - التشوهات بسبب أحمال الجاذبية على مستوى الخدمة

This section is concerned only with deflections or deformations that may occur at service load levels. When time- dependent deflections are calculated, only the dead load and those portions of other loads that are sustained need be considered.

يهتم هذا القسم فقط بالتشوهات التي قد تحدث عند مستويات تحميل الخدمة. عند حساب التشوهات المعتمدة على الوقت، يجب مراعاة الحمل الميت وأجزاء الأحمال الأخرى المستدامة فقط.

Two methods are given in the Code for controlling deflections (Sabnis et al. 1974). For nonprestressed one-way slabs and beams, including composite members, the minimum overall thickness required by 7.3.1 and 9.3.1 is considered to satisfy the requirements of the Code for members not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections. For nonprestressed two-way construction, the minimum thickness required by 8.3.1 is considered to satisfy the requirements of the Code.

وترد طريقتان في قانون التحكم في التشوهات (Sabnis et al. 1974). بالنسبة للبلاطات، والكمرات أحادية الاتجاه غير مسبقة الإجهاد ، بما في ذلك الأعضاء المركبة ، يعتبر الحد الأدنى للسّمك الكلي المطلوب في 7.3.1 و 9.3.1 للوفاء بمتطلبات الكود للأعضاء الذين لا يدعمون أو يعلقون على عناصر غير هيكلية من المحتمل أن تتلف بشكل كبير التشوهات. بالنسبة للبناء ثنائي الاتجاه غير مسبقة الإجهاد، يُعتبر الحد الأدنى للسّمك المطلوب بواسطة 8.3.1 للوفاء بمتطلبات المدونة.

CODE
الكود

24.2.2 Deflections calculated in accordance with 24.2.3 through 24.2.5 shall not exceed the limits in Table 24.2.2.

24.2.2 يجب ألا تتجاوز التشوهات المحسوبة وفقاً 24.2.3 إلى 24.2.5 الحدود الواردة في الجدول 24.2.2.

COMMENTARY
التعليق

For nonprestressed members that do not meet these minimum thickness requirements, for nonprestressed one-way members that support or are attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections, and for prestressed flexural members, deflections are required to be calculated by 24.2.3 through 24.2.5. Calculated deflections are limited to the values in Table 24.2.2.

بالنسبة للأعضاء غير مسبقة الإجهاد الذين لا يستوفون متطلبات الحد الأدنى للسماكة، للأعضاء أحادية الاتجاه غير مسبقة الإجهاد الذين يدعمون أو يرتبطون بالعناصر غير الإنشائية التي من المحتمل أن تتضرر بسبب التشوهات الكبيرة، وبالنسبة للأعضاء الانحناء سابقة الإجهاد، يجب حساب التشوهات بنسبة 24.2.3 خلال 24.2.5. تقتصر حالات التشوهات المحسوبة على القيم الواردة في الجدول 24.2.2.

R24.2.2 It should be noted that the limitations given in Table 24.2.2 relate only to supported or attached nonstructural elements. For those structures in which structural members are likely to be affected by deflection or deformation of members to which they are attached in such a manner as to affect adversely the strength of the structure, these deflections and the resulting forces should be considered explicitly in the analysis and design of the structures as required by 24.2.1 (ACI 209R-92).

R24.2.2 تجدر الإشارة إلى أن القيود الواردة في الجدول 24.2.2 تتعلق فقط بالعناصر غير المدعومة أو المرفقة. بالنسبة لتلك الهياكل التي من المحتمل أن يتأثر فيها الأعضاء الهيكلية بانحراف أو تشويه الأعضاء التي يرتبطون بها بطريقة تؤثر سلباً على قوة الهيكل، يجب النظر في هذه الانحرافات والقوى الناتجة بشكل واضح في تحليل وتصميم الهياكل على النحو المطلوب في 24.2.1 (ACI 209R-92).

When time-dependent deflections are calculated, the portion of the deflection before attachment of the nonstructural elements may be deducted. In making this correction, use may be made of the curve in Fig. R24.2.4.1 for members of usual sizes and shapes.

عند حساب الانحرافات المعتمدة على الوقت، يمكن خصم جزء الانحراف قبل ربط العناصر غير الإنشائية. عند إجراء هذا التصحيح، يمكن استخدام المنحنى في الشكل R24.2.4.1 للأعضاء ذات الأحجام والأشكال المعتادة.

CODE

الكود

24.2.3.6 For continuous one-way slabs and beams, I_e shall be permitted to be taken as the average of values obtained from Eq. (24.2.3.5a) for the critical positive and negative moment sections.

24.2.3.6 بالنسبة للبلاطة والكمرات ذات الاتجاه الواحد المستمرة، يجب أن يؤخذ كمتوسط القيم التي يتم الحصول عليها من المعادل. (a24.2.3.5) للمقاطع الحرجة الموجبة والسالبة.

24.2.3.7 For prismatic one-way slabs and beams, I_e shall be permitted to be taken as the value obtained from Eq. (24.2.3.5a) at midspan for simple and continuous spans, and at the support for cantilevers.

24.2.3.7 بالنسبة للبلاطة والكمرات المنشورية ذات الاتجاه الواحد، يجب أن يؤخذ على أنها القيمة التي يتم الحصول عليها من المعادلة. (a24.2.3.5) في منتصف المسافة للحصول على فترات بسيطة ومستمرة، وعلى الكابولي

24.2.3.8 For prestressed Class U slabs and beams as defined in 24.5.2, it shall be permitted to calculate deflections based on I_g .

24.2.3.8. بالنسبة للبلاطة والكمرات من الفئة U مسبقة الإجهاد كما تم تعريفها في 24.5.2 ، يجب أن يتم حساب التشوهات بناءً على I_g

24.2.3.9 For prestressed Class T and Class C slabs and beams as defined in 24.5.2, deflection calculations shall be based on a cracked transformed section analysis. It shall be permitted to base deflection calculations on a bilinear moment-deflection relationship or I_e in accordance with Eq. (24.2.3.5a), where M_{cr} is calculated as:

24.2.3.9. بالنسبة للبلاطات وكمرات الفئة T و من الفئة C ، كما تم تعريفها في 24.5.2 ، يجب أن تستند حسابات التشوهات إلى تحليل مقطع متصدع متحول. يجب أن يُسمح بإقامة حسابات التشوهات على علاقة تشوهات عزم ثنائية أو أي بمعادلة. (a24.2.3.5) ، حيث يتم حساب M_{cr} على النحو التالي:

$$M_{cr} = \frac{(f_r + f_{pe}) I_g}{y_t} \quad (24.2.3.9)$$

COMMENTARY

التعليق

R24.2.3.7 The use of the midspan section properties for continuous prismatic members is considered satisfactory in approximate calculations primarily because the midspan stiffness (including the effect of cracking) has the dominant effect on deflections, as shown by ACI 435.5R, ACI Committee 435 (1978), and Sabnis et al. (1974).

A 3.24-24 يعتبر استخدام خصائص وسط المقطع للعناصر المنشورية المستمرة مرضياً في الحسابات التقريبية ، ويرجع ذلك أساساً إلى أن جساءة منتصف المسافة (بما في ذلك تأثير التشقق) لها تأثير مهيمن على التشوهات ، كما هو موضح في ACI 435.5R ، لجنة ACI 435 (1978) ، و Sabnis et al. (1974)

R24.2.3.8 Immediate deflections of Class U prestressed concrete members may be calculated by the usual methods or formulas for elastic deflections using the moment of inertia of the gross (uncracked) concrete section and the modulus of elasticity for concrete specified in 19.2.2.1.

24-3-3-2. (يمكن حساب التشوهات الفورية لعناصر الخرسانة مسبقة الإجهاد من الفئة U بالطرق أو الصيغ المعتادة للتقلصات المرنة باستخدام عزم القصور في المقطع الخرساني الإجمالي (غير المشقوق) ومعامل المرونة للخرسانة المحددة في 19-2-2-1)

R24.2.3.9 Class C and Class T prestressed flexural members are defined in 24.5.2. The PCI Design Handbook (PCI MNL 120) gives information on deflection calculations using a bilinear moment-deflection relationship and using an effective moment of inertia. Mast (1998) gives additional information on deflection of cracked prestressed concrete members. Shaikh and Branson (1970) shows that the I_e method can be used to calculate deflections of Class C and Class T prestressed members loaded above the cracking load. For this case, the cracking moment should take into account the effect of prestress as provided in Eq. (24.2.3.9). A method for predicting the effect of nonprestressed tension reinforcement in reducing creep camber is also given in Shaikh and Branson (1970), with approximate forms given in ACI 209R and Branson (1970).

يتم تحديد 24،24،3،9 ج م من الفئة C وأعضاء T انحناء مسبق الإجهاد في الفئة 24.5.2. يقدم كتيب تصميم PCI (PCI MNL 120) معلومات عن حسابات التشوه باستخدام علاقة تشوه خطي لعزم واستعمال عزم فعالة من القصور الذاتي. يقدم ماست (1998) معلومات إضافية عن تشوه أعضاء الخرسانة المسبقة الإجهاد. يبين شيخ وبرانسون (1970) أنه يمكن استخدام طريقة I_e لحساب تشوه أعضاء الفئة C و Class T مسبقاً الإجهاد المحملة فوق حمل التشقق. لهذه الحالة، يجب أن تأخذ عزم التشققات في الاعتبار تأثير الإجهاد المسبق كما هو منصوص عليه في المعادل. (24.2.3.9). هناك طريقة للتنبؤ بتأثير تسليح الشد غير مسبق الإجهاد في تقليل الزحف في شيخ وبرانسون (1970) ، مع الأشكال التقريبية الواردة في ACI 209R و (Branson 1970).

CODE

الكود

24.2.4 Calculation of time-dependent deflections

24.2.4.1 Nonprestressed members

24.2.4.1.1 Unless obtained from a more comprehensive analysis, additional time-dependent deflection resulting from creep and shrinkage of flexural members shall be calculated as the product of the immediate deflection caused by sustained load and the factor λ_Δ

24.2.4 حساب التشوهات الفورية

24.2.4.1 عناصر غير مسبقة الاجهاد

24.2.4.1.1 إذا لم يتم الحصول عليها من تحليل أكثر شمولاً، فيجوز حساب تشوه إضافي يعتمد على الفورية ناتج عن الزحف والانكماش في أعضاء الانثناء كناتج للتشوه الفوري الناجم عن الحمل المستدام والعامل λ_Δ

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (24.2.4.1.1)$$

24.2.4.1.2 In Eq. (24.2.4.1.1), ρ' shall be calculated at midspan for simple and continuous spans, and at the support for cantilevers.

24.2.4.1.2 في المعادلة (24.2.4.1.1)، يجب أن تحسب ρ' في منتصف لامتدادات بسيطة ومستمرة، وعلى دعم الكابلي.

24.2.4.1.3 In Eq. (24.2.4.1.1), values of the time-dependent factor for sustained loads, ξ , shall be in accordance with Table 24.2.4.1.3.

24.2.4.1.3 في المعادلة (24.2.4.1.1)، يجب أن تكون قيم العامل المعتمد على الوقت الفوري للأحمال الثابتة، ξ ، طبقاً للجدول 24.2.4.1.3.

Table 24.2.4.1.3—Time-dependent factor for sustained loads

Sustained load duration, months	Time-dependent factor ξ
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60 or more	2.0

COMMENTARY

التعليق

R24.2.4 Calculation of time-dependent deflections

R24.2.4.1 Nonprestressed members—Shrinkage and creep cause time-dependent deflections in addition to the elastic deflections that occur when loads are first placed on the structure. Such deflections are influenced by temperature, humidity, curing conditions, age at time of loading, amount of compression reinforcement, and magnitude of the sustained load. The expression given in this section is considered satisfactory for use with the Code procedures for the calculation of immediate deflections, and with the limits given in Table 24.2.2. The deflection calculated in accordance with this section is the additional time-dependent deflection due to the dead load and those portions of other loads that will be sustained for a sufficient period to cause significant time-dependent deflections. Equation (24.2.4.1.1) was developed in **Branson (1971)**. In Eq. (24.2.4.1.1), the term $(1 + 50\rho')$ accounts for the effect of compression reinforcement in reducing time-dependent deflections. $\xi = 2.0$ represents a nominal time-dependent factor for a 5-year duration of loading. The curve in Fig. R24.2.4.1 may be used to estimate values of ξ for loading periods less than 5 years. If it is desired to consider creep and shrinkage separately, approximate equations provided in **Branson (1965, 1971, 1977)** and **ACI Committee 435 (1966)** may be used. Because available data on time-dependent deflections of two-way slabs are too limited to justify more elaborate procedures, calculation of the additional time-dependent deflection for two-way construction in accordance with Eq. (24.2.4.1.1) is required to use the multipliers given in 24.2.4.1.3.

R24.2.4 حساب التشوهات المعتمدة على الوقت الفوري

R24.2.4.1 الأعضاء غير المسبقة الاجهاد - يتسبب الانكماش و في انبعاثات تعتمد على الوقت بالإضافة إلى التشوهات المرنة التي تحدث عند وضع الأحمال أولاً على الهيكل. تتأثر هذه التشوهات بالحرارة، والرطوبة، وظروف المعالجة، والعمر ووقت التحميل، ومقدار تسليح الضغط، وحجم الحمل المستدام. يعتبر التعبير الوارد في هذا المقطع مريضاً لاستخدامه مع إجراءات الكود لحساب التشوهات الفورية، ومع الحدود الواردة في الجدول 24.2.2. إن تشوه المحسوب وفقاً لهذا المقطع هو الانعكاس الإضافي المعتمد على الوقت الفوري بسبب الحمل الميت وأجزاء الأحمال الأخرى التي سيتم الحفاظ عليها لفترة كافية لإحداث تشوهات هامة تعتمد على الوقت الفوري. تم تثبيت المعادلة (24.2.4.1.1) في برانسون (1971). في المعادلة (24.2.4.1.1)، فإن المصطلح $(1 + 50\rho')$ يمثل تأثير تسليح الانضغاط في تقليل التشوهات المعتمدة على الوقت. $\xi = 2.0$ تمثل عاملاً معتمداً زمنياً لمدة 5 سنوات من التحميل. المنحنى في الشكل R24.2.4.1 يمكن استخدام R24.2.4.1 لتقدير قيم ξ لفترات التحميل أقل من 5 سنوات. إذا كان المطلوب هو النظر في الزحف والانكماش بشكل منفصل، يمكن استخدام المعادلات التقريبية المقدمة في برانسون (1965، 1971، 1977) ولجنة (ACI 435 (1966)). نظراً لأن البيانات المتوفرة حول تشوهات تعتمد على الوقت الفوري للبلطات ثنائية الاتجاه محدودة للغاية لتبرير إجراءات أكثر تفصيلاً، فإن حساب التشوه الإضافي المعتمد على الوقت الفوري في منشاء ذي الاتجاهين يتوافق مع المعادل (24.2.4.1.1) المطلوب لاستخدام المضاعفات الواردة في 24.2.4.1.3.

CODE

الكود

24.2.4.2 Prestressed members

24.2.4.2.1 Additional time-dependent deflection of prestressed concrete members shall be calculated considering stresses in concrete and reinforcement under sustained load, and the effects of creep and shrinkage of concrete and relaxation of prestressed reinforcement

24.2.4.2 العناصر المسبقة الإجهاد

24.2.4.2.1 يحسب الانكماش الإضافي المعتمد على الوقت الفوري لعناصر الخرسانة المسبقة الإجهاد مع الأخذ في الاعتبار الضغوط في الخرسانة وتسليح تحت الحمل المستدام، وآثار الزحف وانكماش الخرسانة و الارتخاء من التسليح مسبق الإجهاد.

COMMENTARY

التعليق

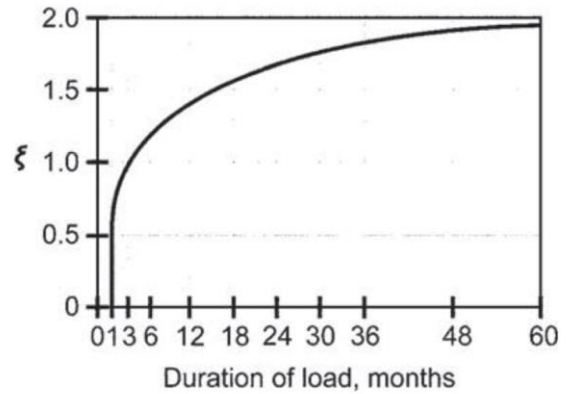


Fig. R24.2.4.1—Multipliers for time-dependent deflections.

R24.2.4.2 Prestressed members

R24.2.4.2.1 Calculation of time-dependent deflections of prestressed concrete flexural members is challenging. The calculations should consider not only the increased deflections due to flexural stresses, but also the additional time-dependent deflections resulting from time-dependent shortening of the flexural member. Prestressed concrete members shorten more with time than similar nonprestressed members due to the precompression in the slab or beam, which causes creep. This creep, together with concrete shrinkage, results in significant shortening of the flexural members that continues for several years after construction and should be considered in design. The shortening tends to reduce the tension in the prestressed reinforcement, reducing the precompression in the member and thereby causing increased time-dependent deflections. Another factor that can influence time-dependent deflections of prestressed flexural members is adjacent concrete or masonry that is nonprestressed in the direction of the prestressed member. This can be a slab nonprestressed in the beam direction adjacent to a prestressed beam or a nonprestressed slab system. As the prestressed member tends to shrink and creep more than the adjacent nonprestressed concrete, the structure will tend to reach a compatibility of the shortening effects. This results in a reduction of the precompression in the prestressed member as the adjacent concrete absorbs the compression. This reduction in precompression of the prestressed member can occur over a period of years and will result in additional time-dependent deflections and an increase in tensile stresses in the prestressed member. Any suitable method for calculating time-dependent deflections of prestressed members may be used, provided all effects are considered. Guidance may be found in [ACI 209R](#), [ACI Committee 435 \(1963\)](#), [Branson et al. \(1970\)](#), and [Ghali and Favre \(1986\)](#).

CODE

الكود

24.2.5 Calculation of deflections of composite concrete construction

24.2.5.1 If composite concrete flexural members are shored during construction so that, after removal of temporary supports, the dead load is resisted by the full composite section, it shall be permitted to consider the composite member equivalent to a monolithically cast member for calculation of deflections.

24.2.5 حساب تشوهات الخرسانة المركبة

24.2.5.1 في حالة حماية عناصر الانحناء الخرساني المركب أثناء البناء بحيث، بعد إزالة الدعامات المؤقتة، يتم مقاومة الحمل الميت من خلال المقطع المركب الكامل، يجب أن يُنظر في العضو المركب المعادل لعضو مصبوب منفرداً لحساب الانحرافات

24.2.5.2 If composite concrete flexural members are not shored during construction, the magnitude and duration of load before and after composite action becomes effective shall be considered in calculating time-dependent deflections.

24.2.5.2. إذا لم يتم حماية أعضاء الانحناء الخرساني المركب أثناء البناء، فسيتم النظر في حجم ومدة الحمل قبل وبعد اتخاذ الإجراء المركب في حساب التشوهات المعتمدة على الوقت

24.2.5.3 Deflections resulting from differential shrinkage of precast and cast-in-place components, and of axial creep effects in prestressed members, shall be considered.

24.2.5.3. يجب أن تؤخذ في الاعتبار التشوهات الناتجة عن الانكماش التفاضلي للمكونات مسبقة الصب والعصب في الموقع، وأثار الزحف المحوري في العناصر المسبقة الإجهاد

COMMENTARY

التعليق

R24.2.4.2 العناصر المسبقة الإجهاد

24-2-4-1 يعتبر حساب التشوهات المعتمدة على الوقت الفوري لعناصر الانحناء الخرساني مسبقة الإجهاد أمراً صعباً. يجب أن تراعى الحسابات ليس فقط التشوهات المتزايدة بسبب الإجهادات المرنة، بل أيضاً الإزاحات الإضافية المحددة زمنياً الناتجة عن اختصار عضو الانتشاء الذي يعتمد على الوقت. يتأخر أعضاء الخرسانة المسبقة الإجهاد أكثر مع مرور الوقت من أعضاء غير مشكوك فيهم بسبب الانضغاط المسبق في بلاطة أو كمر، والذي يسبب زحف. هذا الزحف، جنباً إلى جنب مع انكماش الخرسانة، يؤدي إلى تقصير كبير في أعضاء الانحناء التي تستمر لعدة سنوات بعد البناء وينبغي النظر في التصميم. يميل التقصير إلى تقليل الشد في التسليح مسبق الإجهاد، مما يقلل من الضغط المسبق في العضو وبالتالي يسبب تشوّه متزايداً يعتمد على الوقت. عامل آخر يمكن أن يؤثر على تشوهات تعتمد على الوقت لعناصر الانحناء المسبقة الإجهاد هو الاسمنت المجاور أو البناء المجاور غير المسبق للإجهاد في اتجاه عضو سابق الإجهاد. يمكن أن يكون هذا بلاطة بلا مانع في اتجاه الكمر المجاورة لكمر مسبق الإجهاد أو نظام البلاطة. عندما يميل العضو مسبق الإجهاد إلى التقصير والزحف أكثر من الخرسانة المجاورة غير المزعجة، فإن الهيكل تميل إلى الوصول إلى توافق تأثيرات التقصير. وينتج عن ذلك خفض في الضغط المسبق لعضو سابق الإجهاد لأن الخرسانة المجاورة تمتص الضغط. يمكن حدوث هذا الانخفاض في الضغط المسبق لعضو سابق الإجهاد خلال فترة من سنوات وسيؤدي إلى مزيد من التشوهات تعتمد على الوقت وزيادة في ضغوط الشد في عضو مسبق الإجهاد. يمكن استخدام أي طريقة مناسبة لحساب التشوهات المعتمدة على الوقت الفوري للعناصر المسبقة الإجهاد، بشرط النظر في جميع التأثيرات. يمكن الاطلاع على الإرشادات في ACI 209R ، لجنة 435 ACI (1963)، Branson et al. (1970)، وغالي وفافر (1986)...

R24.2.5 Calculation of deflections of composite concrete construction—Composite concrete members are designed to meet the horizontal shear strength requirements of 16.4. Because few tests have been made to study the immediate and time-dependent deflections of composite members, the requirements given in this section are based on the judgment of ACI Committee 318 and on experience. In 22.3.3.3, it is stated that distinction need not be made between shored and unshored members. This refers to strength calculations, not to deflections. Construction documents should indicate whether composite concrete design is based on shored or unshored construction, as required by 26.11.1.1.

24.2.5 حساب تشوهات بناء الخرسانة المركبة - تم تصميم أعضاء الخرسانة المركبة لتلبية متطلبات قوة القص الأفقي 16.4. نظراً لأن عدداً قليلاً من الاختبارات قد تم إجراؤها لدراسة التشوهات الفورية والمستمرة للعناصر المركبة، فإن المتطلبات الواردة في هذا المقطع تستند إلى حكم لجنة ACI 318 وعلى الخبرة. في 22.3.3.3، يقال أنه لا يلزم التمييز بين أعضاء محمية وغير مرخص. يشير هذا إلى حسابات القوة، وليس إلى التشوهات. يجب أن تشير وثائق التشييد إلى ما إذا كان تصميم الخرسانة المركبة يعتمد على البناء المرخص أو غير مرخص، كما هو مطلوب في البند 26.11.1.1.

R24.2.5 حساب تشوهات بناء الخرسانة المركبة - تم تصميم أعضاء الخرسانة المركبة لتلبية متطلبات قوة القص الأفقي 16.4. نظراً لأن عدداً قليلاً من الاختبارات قد تم إجراؤها لدراسة التشوهات الفورية والمستمرة للعناصر المركبة، فإن المتطلبات الواردة في هذا المقطع تستند إلى حكم لجنة ACI 318 وعلى الخبرة. في 22.3.3.3، يقال أنه لا يلزم التمييز بين أعضاء محمية وغير مرخص. يشير هذا إلى حسابات القوة، وليس إلى التشوهات. يجب أن تشير وثائق التشييد إلى ما إذا كان تصميم الخرسانة المركبة يعتمد على البناء المرخص أو غير مرخص، كما هو مطلوب في البند 26.11.1.1.

CODE

الكود

24.3—Distribution of flexural reinforcement in oneway slabs and beams

24.3.1 Bonded reinforcement shall be distributed to control flexural cracking in tension zones of nonprestressed and Class C prestressed slabs and beams reinforced for flexure in one direction only.

24.3. - توزيع التسليح للانحناء في بلاطة وكمره جانبية

24.3.1 توزع التعزيزات المستعبدة للسيطرة على التكسير الانحناء في مناطق الشد من ألواح مسبقة الإجهاد غير المضغوطة والسفلية من الفئة C و كمره مدعومة من أجل الشد في اتجاه واحد فقط.

COMMENTARY

التعليق

R24.3—Distribution of flexural reinforcement in one-way slabs and beams

R24.3.1 Where service loads result in high stresses in the reinforcement, visible cracks should be expected, and steps should be taken in detailing of the reinforcement to control cracking. For reasons of durability and appearance, many fine cracks are preferable to a few wide cracks. Detailing practices limiting bar spacing will usually lead to adequate crack control where Grade 420 reinforcement is used. Extensive laboratory work (Gergely and Lutz 1968; Kaar 1966; Base et al. 1966) involving deformed bars demonstrated that crack width at service loads is proportional to reinforcement stress. The significant variables reflecting reinforcement detailing were found to be thickness of concrete cover and the spacing of reinforcement. Crack width is inherently subject to wide scatter even in careful laboratory work and is influenced by shrinkage and other time-dependent effects. Improved crack control is obtained where the reinforcement is well distributed over the zone of maximum concrete tension. Several bars at moderate spacing are much more effective in controlling cracking than one or two larger bars of equivalent area.

R24.3 - توزيع التسليح للانحناء في بلاطة ذات اتجاه واحد وكمره

R24.3.1 عندما تكون أحمال الخدمة تؤدي إلى إجهادات عالية في التسليح ، ينبغي توقع حدوث تشققات مرئية ، وينبغي اتخاذ خطوات في تفاصيل التسليح للتحكم في التشقق. ولأسباب تتعلق بالمتانة والمظهر، فإن العديد من التشققات الجيدة هي أفضل من بعض الشقوق العريضة. إن الممارسات التفصيلية التي تحد من تباعد القضبان تؤدي عادة إلى التحكم الكافي في الشقوق حيث يتم استخدام تسليح قريد 420. وقد أثبتت الأعمال المخبرية المكثفة (جيرجيلي ولوتز 1968؛ وكار 1966 ؛ وباز وآخرون ، 1966) التي تتضمن قضبان محلزنة أن عرض التشقق في أحمال الخدمة يتناسب مع إجهاد التقوية. تم العثور على المتغيرات الهامة التي تعكس تفاصيل التسليح لتكون سماكة غطاء الخرسانة والمسافة بين التسليح. يخضع عرض التشقق بطبيعته إلى ميعثر واسع حتى في العمل المخبري الدقيق ويتأثر بالانكماش والتأثيرات الأخرى المعتمدة على الوقت. يتم الحصول على تحسين التحكم في الشقوق حيث يتم توزيع التسليح بشكل جيد على منطقة الحد الأقصى من الشد الخرسانة. العديد من القضبان عند المسافة المعتدلة تكون أكثر فاعلية في السيطرة على التشقق من واحد أو اثنين من القضبان الأكبر من المساحة المكافئة.

CODE

الكود

24.3.2 Spacing of bonded reinforcement closest to the tension face shall not exceed the limits in Table 24.3.2, where c_c is the least distance from surface of deformed or prestressed reinforcement to the tension face. Calculated stress in deformed reinforcement, f_s , and calculated change in stress in bonded prestressed reinforcement, Δf_{ps} , shall be in accordance with 24.3.2.1 and 24.3.2.2, respectively.

24.3.2 يجب ألا تتجاوز المسافات بين التسليح المترابط الأقرب إلى وجه الشد الحدود الواردة في الجدول 24.3.2، حيث تكون c_c أقل مسافة من سطح التسليح المحلزن أو مسبق الإجهاد إلى وجه الشد. يجب أن يكون الإجهاد المحسوب في تسليح محلزن، f_s ، والتغير المحسوب في الإجهاد المسبق في التسليح المترابط، Δf_{ps} ، وفقاً لـ 24.3.2.1 و 24.3.2.2، على التوالي.

Table 24.4.3.2—Minimum ratios of deformed shrinkage and temperature reinforcement area to gross concrete area

Reinforcement type	f_y , MPa	Minimum reinforcement ratio	
Deformed bars	< 420	0.0020	
Deformed bars or welded wire reinforcement	≥ 420	Greater of:	$\frac{0.0018 \times 420}{f_y}$
			0.0014

24.3.2.1 Stress f_s in deformed reinforcement closest to the tension face at service loads shall be calculated based on the unfactored moment, or it shall be permitted to take f_s as $(2/3)f_y$.

24.3.2.1 يحسب الإجهاد في تسليح محلزنة الأقرب إلى شد في الوجه لحمولات الخدمة على أساس عزم غير مفعلة، أو يُسمح لها باتخاذ f_s كـ $(3/3) f_y$

COMMENTARY

التعليق

R24.3.2 The spacing of reinforcement is limited to control cracking (Beeby 1979; Frosch 1999; ACI Committee 318 1999). For the case of beams with Grade 420 reinforcement and 2 in. clear cover to the primary reinforcement, with $f_s = 280$ MPa, the maximum bar spacing is 250 mm. Crack widths in structures are highly variable. The Code provisions for spacing are intended to limit surface cracks to a width that is generally acceptable in practice but may vary widely in a given structure. The role of cracks in the corrosion of reinforcement is controversial. Research (Darwin et al. 1985; Oesterle 1997) shows that corrosion is not clearly correlated with surface crack widths in the range normally found with reinforcement stresses at service load levels. For this reason, the Code does not differentiate between interior and exterior exposures. Only tension reinforcement nearest the tension face need be considered in selecting the value of c_c used in calculating spacing requirements. To account for prestressed reinforcement, such as strand, having bond characteristics less effective than deformed reinforcement, a two-thirds effectiveness factor is used in Table 24.3.2. For post-tensioned members designed as cracked members, it will usually be advantageous to provide crack control by the use of deformed reinforcement, for which the provisions in Table 24.3.2 for deformed bars or wires may be used. Bonded reinforcement required by other provisions of the Code may also be used as crack control reinforcement

24-3-2 وتقتصر المسافة بين التسليح على تحكم التشقق (Beeby 1979؛ Frosch 1999؛ ACI Committee 318 1999). بالنسبة لحزمة الكمره مع تسليح فريد 420 و 2 في غطاء واضح إلى التسليح الأولي، مع $f_s = 280$ MPa، فإن الحد الأقصى لمسافة القضيب هو 250 mm. عرض التشقق في الهياكل متغير بدرجة كبيرة. تهدف أحكام الكود الخاصة بالمسافة إلى الحد من التشققات السطحية إلى عرض مقبول عمومًا من الناحية العملية ولكن قد يختلف اختلافاً كبيراً في بنية معينة. دور الشقوق في تآكل التسليح مثير للجدل. البحث (داروين وآخرون، 1985؛ Oesterle 1997) يدل على أن التآكل لا يرتبط ارتباطاً واضحاً بعرض التشقق السطحي في المدى الذي يوجد عادة مع إجهادات تسليح عند مستويات تحميل الخدمة. ولهذا السبب، لا يفرق القانون بين التعرض الداخلي والخارجي. يجب النظر فقط في تسليح الشد الأقرب إلى وجه الشد في اختيار قيمة c_c المستخدمة في حساب متطلبات التباعد. لحساب التسليح مسبق الإجهاد، مثل الكابلات، حيث أن خصائص مترابطة أقل فعالية من التسليح المحلزن، يستخدم عامل الفعالية اثنين إلى ثلاثة في الجدول 24.3.2. بالنسبة للعناصر بعد الشد والمصمم كأعضاء متشققة، سيكون من المفيد عادة توفير التحكم في الشقوق عن طريق استخدام التسليح المحلزن، والتي يمكن استخدام الأحكام الواردة في الجدول 24.3.2 للقضبان أو الأسلاك المحلزنة. كما يمكن استخدام التسليح المستعمل الذي تتطلبه أحكام أخرى من القانون كتسليح للتحكم في التشقق

CODE

الكود

24.3.2.2 Change in stress, Δf_{ps} , in bonded prestressed reinforcement at service loads shall be equal to the calculated stress based on a cracked section analysis minus the decompression stress f_{dc} . It shall be permitted to take f_{dc} equal to the effective stress in the prestressed reinforcement f_{se} . The value of Δf_{ps} shall not exceed 250 MPa. If Δf_{ps} does not exceed 140 MPa, the spacing limits in Table 24.3.2 need not be satisfied.

24.3/2/2. يجب أن يكون التغير في التسليح المسبق الإجهاد المترابط ، والتشبع ، في أحمال الخدمة مساوية للإجهاد المحسوب على أساس تحليل المقطع المتشققة ناقص الضغط الإجهاد f_{dc} . يجب أن يسمح لأخذ f_{dc} يساوي الإجهاد الفعال في f_{se} التسليح الإجهاد المسبق. يجب ألا تتجاوز قيمة Δf_{ps} 250 ميغاباسكال. إذا لم تتجاوز Δf_{ps} 140 ميغاباسكال ، فلا بد من مراعاة حدود المسافة في الجدول 24.3.2

24.3.3 If there is only one bonded bar, pretensioned strand, or bonded tendon nearest to the extreme tension face, the width of the extreme tension face shall not exceed s determined in accordance with Table 24.3.2.

24.3.3. إذا كان هناك قضيب واحد فقط ، أو كابل التماسك ، أو الشد القريب المرتبط الأقرب إلى وجه الشد ، يجب ألا يزيد عرض وجه الشد الشديد عن s المحدد وفقاً للجدول 24.3.2

24.3.4 If flanges of T-beams are in tension, part of the bonded flexural tension reinforcement shall be distributed over an effective flange width as defined in accordance with 6.3.2, but not wider than $\ell_n/10$. If the effective flange width exceeds $\ell_n/10$, additional bonded longitudinal reinforcement shall be provided in the outer portions of the flange.

24.3.4. إذا كانت شرائط كمرة T شد ، فيتم توزيع جزء من تسليح الشد للانحناء على عرض شفة فعال كما هو محدد وفقاً 6.3.2 ، ولكن ليس أعرض من $\ell_n / 10$. إذا تجاوز عرض الفلنجة الفعال $\ell_n / 10$ ، فيجب توفير تسليح طولي إضافي ملزم في الأجزاء الخارجية من الحافة.

24.3.5 The spacing of bonded flexural reinforcement in nonprestressed and Class C prestressed one-way slabs and beams subject to fatigue, designed to be watertight, or exposed to corrosive environments, shall be selected based on investigations and precautions specific to those conditions and shall not exceed the limits of 24.3.2.

24-3-5 يتم اختيار المسافة بين تسليح الانحناء المرتكزة في بلاطة و كمرات الاتجاه الواحد المضغوطة والإجهاد من النوع C المعرضة للإرهاق ، والمصممة لتكون مانعة للماء ، أو معرضة لبينات أكالة ، على أساس التحقيقات والاحتياطات الخاصة بتلك الشروط يجب لا تتجاوز حدود 24.3.

COMMENTARY

التعليق

R24.3.2.2 It is conservative to take the decompression stress f_{dc} equal to f_{se} , the effective stress in the prestressed reinforcement. The maximum limitation of 250 MPa for Δf_{ps} is intended to be similar to the maximum allowable stress in Grade 420 reinforcement ($f_s = 280$ MPa). The exemption for members with Δf_{ps} less than 140 MPa reflects that many structures designed by working stress methods and with low reinforcement stress served their intended functions with very limited flexural cracking.

24-3-2-2 من الأمور المحافظة أن تأخذ ضغط إجهاد الضغط f_{dc} مساوياً ل f_{se} ، الإجهاد الفعال في التسليح مسبق الإجهاد. الحد الأقصى لمقدار 250 ميغاباسكال من أجل Δf_{ps} يقصد به أن يكون مشابهاً للحد الأقصى المسموح به في تسليح Grade 420 ($f_s = 280$ MPa). ويعكس الإعفاء للعناصر الأقل من 140 ميغاباسكال أن العديد من الهياكل المصممة بواسطة أساليب الإجهادات التشغيل ومع تسليح إجهاد المنخفض للخدمة وظائفهم المقصودة بتشقق الانحناء محدود للغاية.

R24.3.4 In T-beams, distribution of the negative moment reinforcement for control of cracking should take into account two considerations: 1) wide spacing of the reinforcement across the full effective width of flange may cause some wide cracks to form in the slab near the web; and 2) close spacing near the web leaves the outer regions of the flange unprotected. The one-tenth limitation is to guard against a spacing that is too wide, with some additional reinforcement required to protect the outer portions of the flange.

R24.3.4 في كمرة T ، يجب أن يراعى توزيع التسليح السلبي للعزم للسيطرة على التشقق اعتباريين: (1) التباعد الواسع للتسليح عبر العرض الفعال الكامل للحافة قد يسبب بعض التشققات العرضية لتشكيل في البلاطة القريب الشفة ؛ و (2) تباعد قريب بالقرب من الشفة يترك المناطق الخارجية من شفة غير محمية. والحد واحد -العشر هو الحماية من التباعد الواسع للغاية، مع بعض التسليح الإضافي اللازم لحماية الأجزاء الخارجية من الحافة.

R24.3.5 Although a number of studies have been conducted, clear experimental evidence is not available regarding the crack width beyond which a corrosion danger exists. Exposure tests indicate that concrete quality, adequate compaction, and ample concrete cover may be of greater importance for corrosion protection than crack width at the concrete surface. Provisions related to increased concrete cover and durability of reinforcement is covered in 20.6, while durability of concrete is covered in 19.3.

24-3-5 بالرغم من إجراء عدد من الدراسات ، لا تتوافر أدلة تجريبية واضحة فيما يتعلق بعرض التشقق الذي يوجد بعده خطر التآكل. تشير اختبارات التعرض إلى أن الجودة الخرسانية ، والضغط الكافي ، والغطاء الخرساني الوافر قد يكون ذو أهمية أكبر للحماية من التآكل من عرض التشقق على سطح الخرسانة. يتم تغطية الأحكام المتعلقة بزيادة الغطاء للسطح وقوة التحمل في 20.6 ، في حين يتم تغطية متانة الخرسانة في 19.3.

CODE

الكود

24.4—Shrinkage and temperature reinforcement

24.4.1 Reinforcement to resist shrinkage and temperature stresses shall be provided in one-way slabs in the direction perpendicular to the flexural reinforcement in accordance with 24.4.3 or 24.4.4.

2.24.4 - تسليح الانكماش ودرجة الحرارة

24-4-1 يجب أن تزود التسليح لمقاومة ضغوط الانكماش ودرجات الحرارة بالبلاطة ذات اتجاه واحد في الاتجاه العمودي على التسليح للانحناء وفقاً لـ 24.4.3 أو 24.4.4

24.4.2 If shrinkage and temperature movements are restrained, the effects of T shall be considered in accordance with 5.3.6.

24.4.2. في حالة تقييد حركة الانكماش ودرجة الحرارة، يجب اعتبار تأثيرات T وفقاً لـ 5.3.6.

COMMENTARY

التعليق

R24.4—Shrinkage and temperature reinforcement

R24.4.1 Shrinkage and temperature reinforcement is required at right angles to the principal reinforcement to minimize cracking and to tie the structure together to ensure it is acting as assumed in the design. The provisions of this section are intended for structural slabs only; they are not intended for slabs-on-ground.

R24.4 - تسليح الانكماش ودرجة الحرارة

24-4-1 مطلوب تسليح الانكماش ودرجة الحرارة بزوايا قائمة على التسليح الرئيسي للتقليل من التشقق وربط البنية معاً للتأكد من أنها تعمل كما هو مفترض في التصميم. تم تخصيص أحكام هذا المقطع للبلاطة الإنشائية فقط؛ ليست مخصصة للبلاطة على الأرض

R24.4.2 The area of shrinkage and temperature reinforcement required by 24.4.3.2 has been satisfactory where shrinkage and temperature movements are permitted to occur. Where structural walls or columns provide significant restraint to shrinkage and temperature movements, the restraint of volume changes causes tension in slabs, as well as displacements, shear forces, and flexural moments in columns or walls. In these cases, it may be necessary to increase the amount of slab reinforcement required by Table 24.4.3.2 due to the shrinkage and thermal effects in both principal directions (PCI MNL 120; Gilbert 1992). Top and bottom reinforcement are both effective in controlling cracks. Control strips during the construction period, which permit initial shrinkage to occur without causing an increase in stress, are also effective in reducing cracks caused by restraint. Topping slabs also experience tension due to restraint of differential shrinkage between the topping and the precast elements or metal deck (which has zero shrinkage) that should be considered in reinforcing the slab. Consideration should be given to strain demands on reinforcement crossing joints of precast elements where most of the restraint is likely to be relieved.

24-4-2. كانت منطقة تسليح الانكماش ودرجة الحرارة المطلوبة في 24.4.3.2 مرضية حيث يسمح بحدوث انزياحات في الانكماش ودرجة الحرارة. عندما توفر الجدران أو الأعمدة الهيكلية ضبطاً كبيراً لحركات الانكماش ودرجة الحرارة، فإن ضبط تغير حجم يؤدي إلى شد في البلاطات، فضلاً عن النزوح وقوى القص والعزوم للانحناء في الأعمدة أو الجدران. في هذه الحالات، قد يكون من الضروري زيادة كمية تسليح البلاطة المطلوبة في الجدول 24.4.3.2 بسبب الانكماش والتأثيرات الحرارية في الاتجاهين الرئيسيين (PCI MNL 120 ؛ Gilbert 1992). التسليح العلوي والسفلي كلاهما فعال في السيطرة على الشقوق. كما أن قضبان التحكم خلال فترة التشييد، والتي تسمح بالانكماش الأولي للحدوث دون التسبب في زيادة الإجهاد، تكون فعالة أيضاً في تقليل التشققات الناتجة عن التقييد. كما تتعرض البلاطات العلوية للشد بسبب مقاومة الانكماش التفاضلي بين الطبقة العلوية والعناصر المسبقة الصنع أو السطح المعدني (الذي يقل عن الصفر) والذي ينبغي النظر فيه في تسليح البلاطة. وينبغي الاهتمام للانفعال في مفاصل مقاطع التسليح لعناصر مسبقة الصب التي تقلل الانفعال ومن المرجح يتم التخفيف

CODE

الكود

24.4.3 Nonprestressed reinforcement

24.4.3.1 Deformed reinforcement to resist shrinkage and temperature stresses shall conform to Table 20.2.2.4(a) and shall be in accordance with 24.4.3.2 through 24.4.3.5.

24.4.3 تسليح غير مسبِق الاجهاد

24.4.3.1 يجب أن تكون التسليح المحلزن لمقاومة ضغوط الانكماش ودرجة الحرارة متطابقة مع الجدول 20.2.2.4 (a) ويجب أن يكون طبقاً لـ 24.4.3.2 حتى 24.4.3.5

24.4.3.2 The ratio of deformed shrinkage and temperature reinforcement area to gross concrete area shall satisfy the limits in Table 24.4.3.2.

24.4.3.2 يجب أن تستوفي نسبة منطقة الانكماش المشوهة ودرجة الحرارة إلى مساحة الإجمالية الحدود الواردة في الجدول 24.4.3.2.

Table 24.4.3.2—Minimum ratios of deformed shrinkage and temperature reinforcement area to gross concrete area

Reinforcement type	f_y , MPa	Minimum reinforcement ratio	
Deformed bars	< 420	0.0020	
Deformed bars or welded wire reinforcement	≥ 420	Greater of:	$\frac{0.0018 \times 420}{f_y}$
			0.0014

24.4.3.3 The spacing of deformed shrinkage and temperature reinforcement shall not exceed the lesser of $5h$ and 450 mm.

24.4.3.3 يجب ألا يزيد التباعد بين تقلص الانكماش والحرارة المشوهة عن $5h$ و 450 mm

24.4.3.4 At all sections where required, deformed reinforcement used to resist shrinkage and temperature stresses shall develop f_y in tension.

24-4-3-4 في جميع المقاطع، عند الاقتضاء، التسليح المحلزن المستخدم لمقاومة اجهادات الانكماش والحرارة يجب ان يثبت f_y في الشد

COMMENTARY

التعليق

R24.4.3 Nonprestressed reinforcement

R24.4.3 تسليح غير مسبِق الاجهاد

R24.4.3.2 The minimum ratios of deformed bar or welded wire reinforcement area to gross concrete area required by 24.4.3.2 are empirical but have been used satisfactorily for

R24.4.3.2 النسب الدنيا للقضيب المحلزن أو منطقة تسليح الأسلاك الملحومة إلى المساحة الخرسانية الإجمالية المطلوبة في 24.4.3.2 هي نسب تجريبية ولكنها استخدمت على نحو مرضي

R24.4.3.4 Splices and end anchorages of shrinkage and temperature reinforcement are to be designed to develop the specified yield strength of the reinforcement in accordance with Chapter 25.

24-4-3-4 تصميم وصلات الربط ونهايات تسليح الانكماش ودرجة الحرارة من أجل تثبيت مقاومة الخضوع المحددة للتسليح وفقاً للفصل 25.

CODE

الكود

24.4.3.5 For one-way precast slabs and one-way precast, prestressed wall panels, shrinkage and temperature reinforcement is not required in the direction perpendicular to the flexural reinforcement if (a) through (c) are satisfied.

(a) Precast members are not wider than 3.7m

(b) Precast members are not mechanically connected to cause restraint in the transverse direction

(c) Reinforcement is not required to resist transverse flexural stresses

24.4.3.5 بالنسبة للبلاطة مسبقة الصب ذات الاتجاه الواحد والبلاطة ذات الاتجاه الواحد ، بلاطة الجدران المسبقة الإجهاد ، لا يلزم تسليح الانكماش ودرجة الحرارة في الاتجاه العمودي على تسليح الانحناء إذا استوفيت (أ) حتى (ج).

(أ) لا يكون أعضائنا مسبقة الصب أوسع من 3.7 m
(ب) لا يرتبط العناصر مسبق الصب ميكانيكيا بالتسبب في التقييد في الاتجاه العرضي

(ج) لا يلزم التسليح لمقاومة إجهادات الانحناء العرضية

24.4.4 Prestressed reinforcement

24.4.4.1 Prestressed reinforcement to resist shrinkage and temperature stresses shall conform to Table 20.3.2.2, and the effective prestress after losses shall provide an average compressive stress of at least 0.7 MPa on gross concrete area

24.4.4 تسليح مسبق الإجهاد

24.4.4.1 يجب أن تتطابق تسليح المسبقة الإجهاد لمقاومة إجهادات الانكماش ودرجة الحرارة مع الجدول 20.3.2.2 ، ويجب أن يكون الإجهاد المسبق الفعال المتوسط بعد فواقد إجهاد ضغط لا يقل عن 0.7 ميجا باسكال على مساحة الخرسانة الإجمالية

COMMENTARY

التعليق

R24.4.3.5 For precast, prestressed concrete members not wider than 12 ft, such as hollow-core slabs, solid slabs, or slabs with closely spaced ribs, there is usually no need to provide reinforcement to withstand shrinkage and temperature stresses in the short direction. This is generally also true for precast, nonprestressed floor and roof slabs. The 12 ft width is less than that in which shrinkage and temperature stresses can build up to a magnitude requiring reinforcement. In addition, much of the shrinkage occurs before the members are tied into the structure. Once in the final structure, the members are usually not as rigidly connected transversely as monolithic concrete, thus, the transverse restraint stresses due to both shrinkage and temperature change are significantly reduced. The waiver does not apply where reinforcement is required to resist flexural stresses, such as in thin flanges of precast single and double tees.

R24.4.3.5 بالنسبة للعناصر الخرسانية مسبقة الإجهاد ، لا يتجاوز العناصر الخرسانية السطحية 3.7 m ، مثل البلاطات الجوفاء ، أو البلاطات الصلبة ، أو البلاطات ذات الأضلاع المتقاربة ، لا توجد عادة حاجة إلى توفير تسليح لتحمل إجهاد الانكماش ودرجة الحرارة في الاتجاه القصير. هذا صحيح بشكل عام أيضاً للبلاطة مسبقة الصب غير مسبقة الإجهاد وبلاطة السقف. إن عرض 3.7 m هو أقل من ذلك الذي يمكن أن تتراكم فيه إجهادات الانكماش والحرارة إلى حد يتطلب تسليح. بالإضافة إلى ذلك، يحدث الكثير من الانكماش قبل ربط العناصر بالهيكل. وبمجرد الوصول إلى البنية النهائية، لا يكون العناصر عادة متصلين بشكل متجانس كخرسانة متجانسة، وبالتالي، يتم تقليل إجهادات الالتواء العرضية بسبب كل من انكماش وتغير درجة الحرارة بشكل كبير. لا ينطبق التنازل على الأماكن التي تتطلب التسليح لمقاومة إجهادات الانحناء ، كما هو الحال في الحواف النحيفة مسبق الصب الفردية والمزدوجة.

R24.4.4 Prestressed reinforcement

R24.4.4.1 Prestressed reinforcement requirements have been selected to provide an effective force on the slab approximately equal to the force required to yield nonprestressed shrinkage and temperature reinforcement. This amount of prestressing—0.7 MPa on the gross concrete area—has been used successfully on a large number of projects. The effects of slab shortening should be evaluated to ensure serviceable behavior of the structure. In most cases, the low level of prestressing recommended should not cause difficulties in a properly detailed structure. Additional attention may be required where thermal effects or restraint become significant.

R24.4.4 تسليح مسبق الإجهاد

24-4-4-1 تم تحديد متطلبات التسليح مسبقة الإجهاد لتوفير قوة فعالة على البلاطة مساوية تقريباً للقوة المطلوبة لتحقيق تسليح خضوع غير مسبق الإجهاد لكل من الانكماش ودرجة الحرارة. تم استخدام هذا المقدار من الإجهاد المسبق - 0.7 ميجا باسكال على مساحة الخرسانة الإجمالية - بنجاح في عدد كبير من المشاريع. يجب تقييم آثار تقصير البلاطة لضمان السلوك الصالح للهيكل. في معظم الحالات، لا ينبغي أن يسبب انخفاض مستوى الإجهاد المسبق الموصى به صعوبات في بنية مفصلة بشكل صحيح. قد تكون هناك حاجة إلى مزيد من الاهتمام حيث تصبح الآثار الحرارية أو تقييد يكون مرضي

CODE

الكود

24.5—Permissible stresses in prestressed concrete flexural members

24.5.1 General

24.5.1.1 Concrete stresses in prestressed flexural members shall be limited in accordance with 24.5.2 through 24.5.4 unless it is shown by test or analysis that performance will not be impaired.

24.5 - الإجهادات المسموحة في أعضاء الانحناء الخرساني مسبق الإجهاد

24.5.1 عام

24.5.1.1 يجب أن تكون الضغوط الخرسانية في أعضاء الانحناء الإجهادي محدودة بما يتوافق مع 24.5.2 حتى 24.5.4 ، ما لم يتم إثبات ذلك من خلال الاختبار أو التحليل بأنه لن يتم إعاقة الأداء.

24.5.1.2 For calculation of stresses at transfer of prestress, at service loads, and at cracking loads, elastic theory shall be used with assumptions (a) and (b):

(a) Strains vary linearly with distance from neutral axis in accordance with 22.2.1.

(b) At cracked sections, concrete resists no tension.

24.5.1.2 لحساب الإجهادات عند نقل الإجهاد المسبق، في أحمال الخدمة ، وعند التشقق للحمل ، يجب استخدام النظرية المرنة مع الافتراضات (أ) و (ب): (أ) تختلف السلالات خطياً بمسافة من المحور المحايد طبقاً لـ 22.2.1. (ب) عند المقاطع المتشققة ، لا يقاوم الخرسانة أي شد.

COMMENTARY

التعليق

R24.5—Permissible stresses in prestressed concrete flexural members

R24.5.1 General

R24.5.1.1 Permissible stresses in concrete address serviceability but do not ensure adequate design strength, which should be checked in accordance with other Code requirements. A mechanism is provided such that Code limits on stress need not inhibit the development of new products, materials, and techniques in prestressed concrete construction. Approvals for the design should be in accordance with 1.10 of the Code.

R24.5 - الضغوط المسموح بها في الإجهاد المسبق لأعضاء الانحناء للخرسانة

R24.5.1 عام

• **R24.5.1.1** الإجهادات المسموح بها في قابلية الخدمة للخرسانة ولكنها لا تضمن وجود مقامة تصميم مناسبة، والتي يجب التحقق منها وفقاً لمتطلبات الكود الأخرى. يتم توفير آلية بحيث لا تحتاج حدود الكود على الإجهاد إلى منع تثبيت منتجات ومواد وتقنيات جديدة في البناء الخرساني سابق الإجهاد. يجب أن تكون الموافقات على التصميم متوافقة مع 1.10 من الكود

CODE

الكود

24.5.2 Classification of prestressed flexural members

24.5.2.1 Prestressed flexural members shall be classified as Class U, T, or C in accordance with Table 24.5.2.1, based on the extreme fiber stress in tension f_t in the precompressed tension zone calculated at service loads assuming an uncracked section

24.5.2 تصنيف العناصر المسبقة الاجهاد للانحناء

24.5.2.1 تصنيف العناصر المسبقة الاجهاد للانحناء على أنها من الدرجة U أو T أو C طبقاً للجدول 24.5.2.1 ، استناداً إلى إجهاد الألياف الشد في f_t في منطقة شد مسبقة الضغط المحسوبة في أحمال الخدمة بافتراض وجود مقطع غير مشقوق

Table 24.5.2.1—Classification of prestressed flexural members based on f_t

Assumed behavior	Class	Limits of f_t
Uncracked	U ⁽¹⁾	$f_t \leq 0.62\sqrt{f'_c}$
Transition between uncracked and cracked	T	$0.62\sqrt{f'_c} < f_t \leq 1.0\sqrt{f'_c}$
Cracked	C	$f_t > 1.0\sqrt{f'_c}$

⁽¹⁾Prestressed two-way slabs shall be designed as Class U with $f_t \leq 0.50\sqrt{f'_c}$.

COMMENTARY

التعليق

R24.5.2 Classification of prestressed flexural members

R24.5.2.1 Three classes of behavior of prestressed flexural members are defined. Class U members are assumed to behave as uncracked members. Class C members are assumed to behave as cracked members. The behavior of Class T members is assumed to be in transition between uncracked and cracked. The serviceability requirements for each class are summarized in Table R24.5.2.1. For comparison, Table R24.5.2.1 also shows corresponding requirements for nonprestressed members.

R24.5.2 تصنيف العناصر المسبقة الاجهاد للانحناء

1-2-4-24 تُعرف ثلاث فئات من سلوك العناصر المسبقة الاجهاد للانحناء. يفترض أعضاء Class U التصرف كأعضاء غير متشققة. من المفترض أن يتصرف أعضاء الفئة C كأعضاء تشقق. من المفترض أن يكون سلوك أعضاء الفئة T في مرحلة انتقالية بين غير متصدع ومتشققة. يتم تلخيص متطلبات الخدمة لكل فئة في الجدول R24.5.2.1. للمقارنة، ويبين الجدول R24.5.2.1 أيضاً المتطلبات المقابلة للعناصر غير مسبقة الاجهاد.

These classes apply to both bonded and unbonded prestressed flexural members, but prestressed two-way slab systems are required to be designed as Class U with $f_t \leq 0.5 (f'_c)^{0.5}$. The precompressed tension zone is that portion of a prestressed member where flexural tension, calculated using gross section properties, would occur under unfactored dead and live loads if the prestress force was not present.

تنطبق هذه الفئات على كل من أعضاء الانحناء المسبقة الاجهاد المرتبطة وغير المرتبطة، ولكن يجب تصميم أنظمة البلاطات ثنائية الاتجاه مسبقة الاجهاد كصنف U مع $0.5 (f'_c) \leq f_t \leq ft$. إن منطقة الشد المضغوطة مسبقاً هي جزء من عضو مسبق الاجهاد حيث يتم استخدام شد الانحناء، محسوباً باستخدام خصائص المقطع الإجمالي، تحت أحمال ميتة وحية غير مضاعفة إذا لم تكن قوة الإجهاد المسبق موجودة.

Prestressed concrete is usually designed so that the prestress force introduces compression into this zone, thus effectively reducing the magnitude of the tensile stress.

عادة ما يتم تصميم الخرسانة مسبقة الاجهاد بحيث تدخل قوة مسبق الاجهاد إلى هذه المنطقة، وبالتالي تقلل بشكل فعال من الإجهاد للشد

For corrosive environments, defined as an environment in which chemical attack (such as seawater, corrosive industrial atmosphere, or sewer gas) is encountered, cracking at service loads becomes more critical to long-term performance.

. بالنسبة إلى البيئات المسببة للتآكل، والتي تعرف بأنها بيئة يتم فيها مواجهة هجوم كيميائي (مثل مياه البحر أو الهواء الصناعي التآكل أو غاز الصرف الصحي) ، يصبح التشقق في أحمال الخدمة أكثر أهمية للأداء على المدى الطويل.

For these conditions, cover should be increased in accordance with 20.6.1.4, and tensile stresses in the concrete reduced to minimize possible cracking at service loads.

لهذه الشروط، يجب زيادة الغطاء وفقاً لـ 20.6.1.4، وتقليل إجهاد الشد في الخرسانة لتقليل التصدع المحتمل لأحمال الخدمة.

Table R24.5.2.1—Serviceability design requirements

	Prestressed			Nonprestressed
	Class U	Class T	Class C	
Assumed behavior	Uncracked	Transition between uncracked and cracked	Cracked	Cracked
Section properties for stress calculation at service loads	Gross section 24.5.2.2	Gross section 24.5.2.2	Cracked section 24.5.2.3	No requirement
Allowable stress at transfer	24.5.3	24.5.3	24.5.3	No requirement
Allowable compressive stress based on uncracked section properties	24.5.4	24.5.4	No requirement	No requirement
Tensile stress at service loads 24.5.2.1	$\leq 0.62\sqrt{f'_c}$	$0.62\sqrt{f'_c} < f_t \leq 1.0\sqrt{f'_c}$	No requirement	No requirement
Deflection calculation basis	24.2.3.8, 24.2.4.2 Gross section	24.2.3.9, 24.2.4.2 Cracked section, bilinear	24.2.3.9, 24.2.4.2 Cracked section, bilinear	24.2.3, 24.2.4.1 Effective moment of inertia
Crack control	No requirement	No requirement	24.3	24.3
Computation of Δf_{ps} or f_s for crack control	—	—	Cracked section analysis	$M/(A_s \times \text{lever arm})$, or $2/3f_y$
Side skin reinforcement	No requirement	No requirement	9.7.2.3	9.7.2.3

CODE

الكود

24.5.2.2 For Class U and T members, stresses at service loads shall be permitted to be calculated using the uncracked section.

24.5.2.2 بالنسبة لعناصر الفئة U و T، يجب أن يتم حساب الإجهادات في أحمال الخدمة باستخدام المقطع الغير متشقق

24.5.2.3 For Class C members, stresses at service loads shall be calculated using the cracked transformed section.

24.5.2.3. بالنسبة لعناصر الفئة C، يتم حساب الإجهادات في أحمال الخدمة باستخدام المقطع المتحور المتشقق

24.5.3 Permissible concrete stresses at transfer of prestress

24.5.3. ضغوط الخرسانة المسموح بها عند نقل الإجهاد المسبق

24.5.3.1 Calculated extreme concrete fiber stress in compression immediately after transfer of prestress, but before time-dependent prestress losses, shall not exceed the limits in Table 24.5.3.1

24.5.3.1 الإجهاد المفرط للألياف الخرسانية المحسوبة في الانضغاط مباشرة بعد نقل الإجهاد المسبق، ولكن قبل تقليل الإجهاد المسبق المعتمد على الوقت، يجب ألا تتجاوز الحدود الواردة في الجدول 24.5.3.1

Table 24.5.3.1—Concrete compressive stress limits immediately after transfer of prestress

Location	Concrete compressive stress limits
End of simply-supported members	$0.70f_{ci}'$
All other locations	$0.60f_{ci}'$

COMMENTARY

التعليق

R24.5.2.3 Prestressed members are classified based on the magnitude of the stress in the precompressed tension zone, calculated assuming the section remains uncracked. Once it is determined that a member is Class C, with $f_t > 1.0(f_c')^{0.5}$, subsequent calculations of service load stresses are based on the cracked transformed section. A method for calculating stresses in a cracked section is given in Mast (1998).

R24.5.2.3 يتم تصنيف العناصر المسبقة الإجهاد استناداً إلى حجم الضغط في منطقة الشد المضغوطة مسبقاً، محسوبة بافتراض أن المقطع لا يزال غير مشقق. بمجرد تحديد أن العضو من الفئة C، مع $f_t > 1.0(f_c')^{0.5}$ ، تستند الحسابات اللاحقة لضغط تحميل الخدمة على المقطع المتحور المتشقق. ويرد طريقة لحساب الضغوط في مقطع متصدع في ماست (1998)

R24.5.3 Permissible concrete stresses at transfer of prestress—The concrete stresses at this stage are caused by the weight of the member and the force in the prestressed reinforcement after jacking reduced by the losses due to seating of the prestressed reinforcement and elastic shortening of the concrete. Shrinkage, creep, and relaxation effects are generally not included at this stage. These stresses apply to both pretensioned and post-tensioned concrete with proper modifications of the losses at transfer.

R24.5.3. الإجهادات الخرسانية المسموح بها عند نقل مسبق الإجهاد - تسبب الإجهاد الخرساني في هذه المرحلة من وزن العضو والقوة في التسليح مسبق الإجهاد بعد أن خفض الرفع بسبب التقلص بسبب تقوي التسليح المجهد والتقصير المرن للخرسانة. عادة لا يتم تضمين الانكماش، وزحف، وآثار الارتخاء في هذه المرحلة. تنطبق هذه الضغوط على كل من الخرسانة المسبقة للاحتكاك والشد مع التعديلات المناسبة للفاقد عند النقل.

R24.5.3.1 The permissible concrete compressive stresses at transfer of prestress are higher at ends of simply supported members than at other locations based on research in the precast, prestressed concrete industry (Castro et al. 2004; Dolan and Krohn 2007; Hale and Russell 2006).

R24.5.3.1 تكون إجهادات الضغط الخرسانية المسموح بها عند نقل الإجهاد المسبق أعلى عند أطراف العناصر المدعومة ببساطة من المواقع الأخرى على أساس البحث في صناعة الخرسانة مسبق الإجهاد (Castro et al. 2004؛ Dolan and Krohn 2007؛ Hale and Russell 2006).

CODE الكود

24.5.3.2 Calculated extreme concrete fiber stress in tension immediately after transfer of prestress, but before

24.5.3.2 الإجهاد المفرط للألياف الخرسانية المحسوبة في الشد مباشرة بعد نقل الإجهاد المسبق، ولكن من قبل

Table 24.5.3.2—Concrete tensile stress limits immediately after transfer of prestress, without additional bonded reinforcement in tension zone

Location	Concrete tensile stress limits
Ends of simply-supported members	$0.50\sqrt{f'_{ci}}$
All other locations	$0.25\sqrt{f'_{ci}}$

COMMENTARY التعليق

R24.5.3.2 The tensile stress limits $0.25\sqrt{f'_{ci}}$ and $0.50\sqrt{f'_{ci}}$ refer to tensile stresses at transfer of prestress at locations

تُشير حدود الإجهاد الشدي إلى ضغوط الشد $0.25\sqrt{f'_{ci}}$ and $0.50\sqrt{f'_{ci}}$ عند نقل موقع الإجهاد المسبق

other than the precompressed tension zone. Where tensile stresses exceed the permissible values, the total force in the tensile stress zone may be calculated and reinforcement proportioned on the basis of this force at a stress of $0.6 f_y$, but not more than 210 MPa. The effects of creep and shrinkage begin to reduce the tensile stress almost immediately; however, some tension remains in these locations after allowance is made for all prestress losses.

بخلاف منطقة الشد المضغوطة مسبقاً. عندما تتجاوز ضغوط الشد القيم المسموح بها، يمكن حساب القوة الكلية في منطقة إجهاد الشد وتقسيمات التسليح على أساس هذه القوة عند إجهاد $0.6 f_y$ ، ولكن ليس أكثر من 210 ميغا باسكال. تبدأ آثار الزحف والانكماش في تقليل إجهاد الشد على الفور تقريباً؛ ومع ذلك، لا يزال بعض الشد في هذه المواقع بعد أن يتم البذل لجميع الفوائد في الإجهاد المسبق.

CODE

الكود

24.5.4 Permissible concrete compressive stresses at service loads

24.5.4 ضغوط الخرسانة المسموح بها في أحمال الخدمة

24.5.4.1 For Class U and T members, the calculated extreme concrete fiber stress in compression at service loads, after allowance for all prestress losses, shall not exceed the limits in Table 24.5.4.1.

24.5.4.1 بالنسبة لعناصر الفئة U و T ، يجب ألا يتجاوز إجهاد الألياف الخرسانية المفرط المحسوب في الضغط عند حمولات الخدمة ، بعد السماح لجميع الفواقد في الإجهاد ، الحدود الواردة في الجدول 24.5.4.1.

Table 24.5.4.1—Concrete compressive stress limits at service loads

Load condition	Concrete compressive stress limits
Prestress plus sustained load	$0.45f_c'$
Prestress plus total load	$0.60f_c'$

COMMENTARY

التعليق

R24.5.4 Permissible concrete compressive stresses at service loads

R24.5.4 إجهادات ضغط الخرسانة المسموح بها في أحمال الخدمة

R24.5.4.1 The compressive stress limit of $0.45f_c'$ was originally established to decrease the probability of failure of prestressed concrete members due to repeated loads.

R24.5.4.1 تم تحديد حد إجهاد الضغط البالغ $0.45f_c'$ في الأصل لتقليل احتمال فشل أعضاء الخرسانة المسبقة الإجهاد بسبب الأحمال المتكررة.

This limit also seemed reasonable to preclude excessive creep deformation. At higher values of stress, creep strains tend to increase more rapidly as applied stress increases.

هذا الحد يبدو أيضا معقولا للحيلولة دون تشوه الزحف المفرط في القيم الأعلى للإجهاد، تميل سلاسل الزحف إلى الزيادة بسرعة أكبر مع زيادة الإجهاد المطبق.

Fatigue tests of prestressed concrete beams have shown that concrete compressive failures are not the controlling criterion. Therefore, the stress limit of $0.60f_c'$ permits a onethird increase in allowable compressive stress for members subject to transient loads.

وقد أظهرت اختبارات الفتل من الكمرات الخرسانية مسبقة الإجهاد أن إخفاقات ضغط الخرسانة ليست هي معيار التحكم. لذلك، يسمح الحد الإجهاد $0.60f_c'$ زيادة في الضغط الظاهر المسموح به للعناصر المعرضين لأحمال النقل.

Sustained live load is any portion of the service live load that will be sustained for a sufficient period to cause significant time-dependent deflections. Thus, when the sustained live and dead loads are a large percentage of the total service load, the $0.45f_c'$ limit of Table 24.5.4.1 typically controls.

الحمل الحي المستمر هو أي جزء من الحمل الحي للخدمة الذي سيستمر لفترة كافية لإحداث تشوهات هامة تعتمد على الوقت. وهكذا، عندما تكون الأحمال الحية والميتة المستمرة نسبة كبيرة من الحمل الإجمالي للخدمة، يتحكم عادة الحد $0.45f_c'$ من الجدول 24.5.4.1.

On the other hand, when a large portion of the total service load consists of a transient or temporary service live load, the increased stress limit of $0.60f_c'$ typically controls.

من ناحية أخرى، عندما يتكون جزء كبير من الحمل الإجمالي للخدمة من حمل مباشر مؤقت، فإن الحد الأقصى للإجهاد البالغ $0.60f_c'$ يتحكم عادة

The compression limit of $0.45f_c'$ for prestress plus sustained loads will continue to control the time-dependent behavior of prestressed members

سيستمر الحد من الضغط $0.45f_c'$ لأحمال الإجهاد للتحكم في السلوك المعتمد على الوقت للعناصر المسبقة الإجهاد

CODE الكود

CHAPTER 25—REINFORCEMENT DETAILS

25.1—Scope

الفصل 25 – تفاصيل التسليح 25.1 المجال

25.1.1 This chapter shall apply to reinforcement details, including:

- (a) Minimum spacing
- (b) Standard hooks, seismic hooks, and crossties
- (c) Development of reinforcement
- (d) Splices
- (e) Bundled reinforcement
- (f) Transverse reinforcement
- (g) Post-tensioning anchorages and couplers

25.1.1 ينطبق هذا الفصل على تفاصيل التسليح، بما في ذلك
(أ) المسافة الدنيا
(ب) الخطافات القياسية، والخطافات الزلزالية، والكروس
(ج) تثبيت التسليح
(د) التوصيلات
(هـ) التسليح المجمعة
(و) التسليح العرضي
(ز) المسامير بعد الشد

25.1.2 Provisions of 25.9 shall apply to anchorage zones for post-tensioned tendons.

25.1.2 تنطبق أحكام 25.9 على مناطق الربط للكابلات بعد الشد.

COMMENTARY التعليق

R25—REINFORCEMENT DETAILS

R25.1—Scope

Recommended methods and standards for preparing design drawings, typical details, and drawings for the fabrication and placing of steel reinforcement in reinforced concrete structures are given in the *ACI Detailing Manual (SP-66)*. All provisions in the Code relating to bar, wire, or strand diameter (and area) are based on the nominal dimensions of the reinforcement as given in the appropriate ASTM specification.

R25 - تفاصيل التسليح

R25.1 المجال

ليتم إعطاء الطرق والمعايير الموصى بها لإعداد الرسومات التصميمية والتفاصيل النموذجية والرسومات لتصنيع ووضع حديد التسليح في الهياكل الخرسانية المسلحة في دليل (ACI SP-66). تعتمد جميع الأحكام الواردة في الكود المتعلقة بالقطر والأسلاك أو قطر الكابل والمساحة على الأبعاد الاسمية للتسليح كما هو محدد في مواصفات ASTM المناسبة.

Nominal dimensions are equivalent to those of a circular area having the same weight per foot as the ASTM designated bar, wire, or strand sizes. Cross-sectional area of reinforcement is based on nominal dimensions.

أبعاد الاسمية تعادل تلك الموجودة في منطقة دائرية لها نفس الوزن لكل قدم مثل شريط ASTM المعين ، السلك ، أو أحجام الكابل. تستند منطقة المقطعية من التسليح على الأبعاد الاسمية.

R25.1.1 In addition to the requirements in this chapter that affect detailing of reinforcement, detailing specific to particular members is given in the corresponding member chapters. Additional detailing associated with structural integrity requirements is covered in **4.10**

R25.1.1 بالإضافة إلى المتطلبات الواردة في هذا الفصل والتي تؤثر على تفاصيل التسليح ، يتم إعطاء تفاصيل خاصة لعناصر معينين في الفصول العناصر المقابلة. يتم تناول تفاصيل إضافية مرتبطة بمتطلبات السلامة الهيكلية في **4.10**

CODE

الكود

25.2—Minimum spacing of reinforcement

25.2.1 For parallel nonprestressed reinforcement in a horizontal layer, clear spacing shall be at least the greatest of 25 mm., d_b , and $(4/3)d_{agg}$.

25.2 - المسافة الدنيا للتسليح

25.2.1 بالنسبة للتسليح المتوازي بدون حرارة في طبقة أفقية، يجب أن تكون المسافة الواضحة على الأقل أكبر من 25 mm ، و d_b ، و $(4/3)d_{agg}$.

25.2.2 For parallel nonprestressed reinforcement placed in two or more horizontal layers, reinforcement in the upper layers shall be placed directly above reinforcement in the bottom layer with a clear spacing between layers of at least 25 mm.

25.2.2 في حالة التسليح غير مسبق الشد المصاحب للوضع في طبقتين أفقيتين أو أكثر ، يجب وضع التسليح في الطبقات العليا مباشرة فوق التسليح في الطبقة السفلية مع تباعد واضح بين طبقات لا تقل عن 25 mm

25.2.3 For longitudinal reinforcement in columns, pedestals, struts, and boundary elements in walls, clear spacing between bars shall be at least the greatest of 40 mm., $1.5d_b$, and $(4/3)d_{agg}$.

25.2.3. بالنسبة للتسليح الطولي في الأعمدة والركائز والدعامات وعناصر الحدود في الجدران، يجب أن يكون التباعد الواضح بين القضبان أكبر على الأقل من 40 mm ، و $1.5 d_b$ ، و $(4/3)d_{agg}$.

25.2.4 For pretensioned strands at ends of a member, minimum center-to-center spacing s shall be the greater of the value in Table 25.2.4, and $[(4/3)d_{agg} + d_b]$.

25.2.4 بالنسبة للكابلات المضاعفة في نهايات عضو ما ، يجب أن تكون أقل المسافة بين مراكز إلى مركز s أكبر في الجدول 25.2.4. $[(4/3)d_{agg} + d_b]$.

Table 25.2.4—Minimum center-to-center spacing of pretensioned strands at ends of members

f'_c , MPa	Nominal strand diameter, mm	Minimum s
< 28	All	$4d_b$
≥ 28	< 12.7 mm	$4d_b$
	12.7 mm	45 mm
	15.2 mm	50 mm

COMMENTARY

التعليق

R25.2—Minimum spacing of reinforcement

The minimum limits are set to permit concrete to flow readily into spaces between bars and between bars and forms without honeycombs, and to ensure against concentration of bars on a line that may cause shear or shrinkage cracking. Use of nominal bar diameter to define minimum spacing permits a uniform criterion for all bar sizes.

R25.2 - المسافة الدنيا للتسليح

يتم تعيين الحدود الدنيا للدنيا للسماح للخرسانة بالتدفق بسهولة في المساحات بين القضبان وبين القضبان والأشكال بدون أقراص العسل، ولضمان عدم تركيز القضبان على خط قد يسبب تشقق القص أو الانكماش. إن استخدام قطر القضيب الاسمي لتحديد الحد الأدنى من التباعد يسمح بمعيار موحد لجميع أحجام القضبان.

In 2014, the size limitations on aggregates were translated to minimum spacing requirements, and are provided to promote proper encasement of reinforcement and to minimize honeycombing. The limitations associated with aggregate size need not be satisfied if, in the judgment of the licensed design professional, the workability and methods of consolidation of the concrete are such that the concrete can be placed without creating honeycombs or voids.

في عام 2014 ، تم ترجمة قيود الحجم على الركام إلى الحد الأدنى من متطلبات المسافة ، وتم توفيرها لتشجيع التغليف المناسب للتسليح وتقليل النخر إلى أدنى حد. لا يلزم استيفاء القيود المرتبطة بالحجم الكلي إذا كانت قابلية التشغيل وطرق توحيد الخرسانة، في حكم اختصاصي التصميم المرخص، يمكن أن توضع الخرسانة دون خلق أقراص عسل أو فراغات.

The development lengths given in 25.4 are a function of the bar spacing and cover. As a result, it may be desirable to use larger than minimum bar spacing or cover in some cases.

أطوال تثبيت المعطاة في 25.4 هي وظيفة من تباعد قضيب والغطاء. ونتيجة لذلك، قد يكون من المستحسن استخدام تباعد قضيب أو غطاء أكبر من الحد الأدنى في بعض الحالات

R25.2.4 The decreased spacing for transfer strengths of 28 MPa or greater is based on Deatherage et al. (1994) and Russell and Burns (1996).

R25.2.4. تستند المسافة المنخفضة لمعدلات نقل 28 MPa أو أكبر على (Deatherage et al. (1994) and Russell and Burns (1996).

CODE

الكود

25.2.5 For pretensioned wire at ends of a member, minimum center-to-center spacing s shall be the greater of $5d_b$ and $[(4/3)d_{agg} + d_b]$.

25.2.5 بالنسبة للأسلاك مسبقة الشد عند أطراف العضو، يكون الحد الأدنى للمباعدة بين المركزين أكبر من $5d_b$ و $[(4/3)d_{agg} + d_b]$.

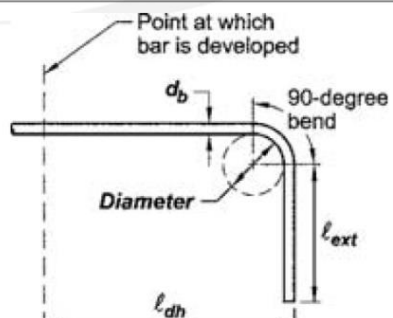
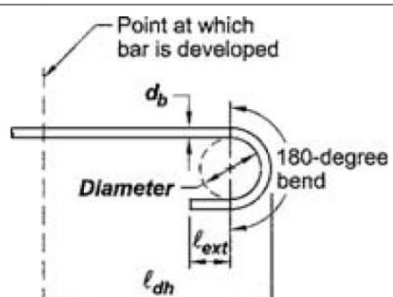
25.2.6 Reduced vertical spacing including bundling of prestressed reinforcement shall be permitted in the middle portion of a span.

25.2.6 يجب أن يسمح بالتباعد العمودي المخفض ، بما في ذلك تجميع التسليح مسبق الاجهاد ، في الجزء الأوسط من المسافة.

COMMENTARY

التعليق

Table 25.3.1—Standard hook geometry for development of deformed bars in tension

Type of standard hook	Bar size	Minimum inside bend diameter, mm	Straight extension ^[1] ℓ_{ext} , mm	Type of standard hook
90-degree hook	No. 10 through No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 29 through No. 36	$8d_b$		
	No. 43 and No. 57	$10d_b$		
180-degree hook	No. 10 through No. 25	$6d_b$	Greater of $4d_b$ and 65 mm	
	No. 29 through No. 36	$8d_b$		
	No. 43 and No. 57	$10d_b$		

^[1]A standard hook for deformed bars in tension includes the specific inside bend diameter and straight extension length. It shall be permitted to use a longer straight extension at the end of a hook. A longer extension shall not be considered to increase the anchorage capacity of the hook.

CODE

الكود

25.3—Standard hooks, seismic hooks, crossties, and minimum inside bend diameters

25.3 - الخطافات المعيارية، والخطافات الزلزالية، والتقاطعات، وأقل الأقطار داخل الانحناء

25.3.1 Standard hooks for the development of deformed bars in tension shall conform to Table 25.3.1

25.3.1 يجب أن تتطابق الخطافات القياسية لتثبيت القضبان المحلزنة في الشد مع الجدول 25.3.1

25.3.2 Minimum inside bend diameters for bars used as transverse reinforcement and standard hooks for bars used to anchor stirrups, ties, hoops, and spirals shall conform to Table 25.3.2. Standard hooks shall enclose longitudinal reinforcement.

25.3.2 يجب أن تتطابق مع الجدول 25.3.2 الحد الأدنى لقطر الانحناء الداخلي للقضبان المستخدمة كتسليح عرضية وخطافات قياسية للقضبان المستخدمة في تثبيت الكانات، والتقاطعات، والأطواق، واللواكب. وخطافات القياسية يجب أن تحتوي على تسليح طولية.

COMMENTARY

التعليق

R25.3—Standard hooks, seismic hooks, crossties, and minimum inside bend diameters

R25.3.1 Standard bends in reinforcing bars are described in terms of the inside diameter of bend because the inside bend diameter is easier to measure than the radius of bend. The primary factors affecting the minimum bend diameter are feasibility of bending without breakage and avoidance of crushing the concrete inside the bend.

R25.3 - الخطافات القياسية، والخطافات الزلزالية، والتقاطعات، وأقل الأقطار داخل الانحناء

R25.3.1 توصف الانحناءات المعيارية في قضبان التسليح من حيث القطر الداخلي للانحناء لأن قطر الانحناء الداخلي أسهل في القياس من نصف قطر الانحناء. العوامل الأساسية التي تؤثر على الحد الأدنى لثني قطرها هي إمكانية الانحناء دون الكسر وتجنب تكسير الخرسانة داخل الانحناء..

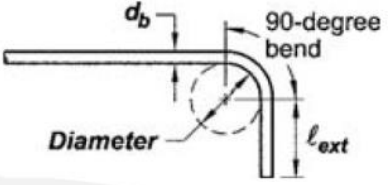
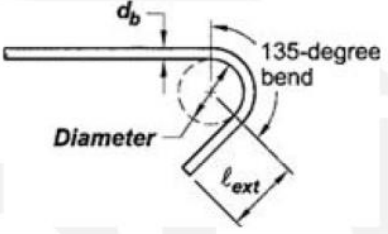
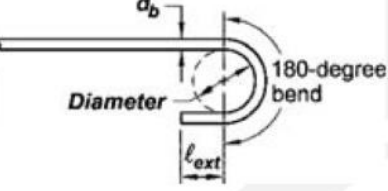
R25.3.2 Standard stirrup, tie, and hoop hooks are limited to No. 25 bars and smaller, and the 90-degree hook with $6db$ extension is further limited to No. 16 bars and smaller, as the result of research showing that larger bar sizes with 90-degree hooks and $6db$ extensions tend to spall off the cover concrete when the reinforcement is stressed and the hook straightens.

R25.3.2 يقتصر الكانات القياسي وربطات العنق وخطافات القضبان على القضبان رقم 25 وأصغر، ويقتصر ربط الخطاف 90 درجة بامتداد $db6$ على القضبان رقم 16 وأصغر، كنتيجة للبحث الذي يبين أن قضيب أكبر أحجام مع خطافات 90 درجة وملحقات $db6$ تميل إلى الابتلاع قبالة غطاء الخرسانة عندما يتم التأكيد على التسليح ويستقيم الخطاف

The minimum $4db$ bend for the bar sizes commonly used for stirrups, ties, and hoops is based on accepted industry practice in the United States. Use of a stirrup bar size No. 16 or smaller for the 90, 135, or 180-degree standard stirrup hook will permit multiple bending on standard stirrup bending equipment. Constructibility issues should be considered in selecting anchorage details. In particular, the use of 180-degree hooks should be avoided in closed stirrups, ties, and hoops made of continuous reinforcement

ويستند الحد الأدنى للانحناء $4db$ لأحجام القضبان المستخدمة عادة للكانات، والتقاطعات، والأطواق على ممارسة الصناعة المقبولة في الولايات المتحدة. سيسمح استخدام قضيب الكانات رقم 16 أو الأصغر لخطاف الكانات القياسي 90 أو 135 أو 180 درجة بتعدد الانحناءات على ثني الركائز القياسية. يجب النظر في قضايا البناء في اختيار تفاصيل الربط. على وجه الخصوص، ينبغي تجنب استخدام خطافات 180 درجة في دعائم مغلقة، وأطواق، ورباط، مصنوعة من تسليح مستمرة

Table 25.3.2—Minimum inside bend diameters and standard hook geometry for stirrups, ties, and hoops

Type of standard hook	Bar size	Minimum inside bend diameter, mm	Straight extension ^[1] ℓ_{ext} , mm	Type of standard hook
90-degree hook	No. 10 through No. 16	$4d_b$	Greater of $6d_b$ and 75 mm	
	No. 19 through No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
135-degree hook	No. 10 through No. 16	$4d_b$	Greater of $6d_b$ and 75 mm	
	No. 19 through No. 25	$6d_b$		
180-degree hook	No. 10 through No. 16	$4d_b$	Greater of $4d_b$ and 65 mm	
	No. 19 through No. 25	$6d_b$		

^[1]A standard hook for stirrups, ties, and hoops includes the specific inside bend diameter and straight extension length. It shall be permitted to use a longer straight extension at the end of a hook. A longer extension shall not be considered to increase the anchorage capacity of the hook.

CODE

الكود

25.3.3 Minimum inside bend diameters for welded wire reinforcement used as stirrups or ties shall not be less than **4db** for deformed wire larger than D6 and **2db** for all other wires. Bends with inside diameter of less than **8db** shall not be less than **4db** from nearest welded intersection.

25.3.3 يجب ألا تقل أقطار الدعامات الداخلية عن الأسلاك الملحومة المستخدمة ككانات أو روابط أقل عن **4db** للسلك المحلزن الأكبر من D6 و **2db** لجميع الأسلاك الأخرى. لا يقل انحناء القطر الداخلي عن **8db** عن **4db** من أقرب تقاطع ملحوم

25.3.4 Seismic hooks used to anchor stirrups, ties, hoops, and crossties shall be in accordance with (a) and (b):

- (a) Minimum bend of 90 degrees for circular hoops and 135 degrees for all other hoops
- (b) Hook shall engage longitudinal reinforcement and the extension shall project into the interior of the stirrup or hoop

25.3.4 يجب أن تكون الخطافات الزلزالية المستخدمة في تثبيت الكانات والتقاطعات والأطواق وفقاً لما يلي: (أ) و (ب):
(أ) الحد الأدنى من الانحناء 90 درجة للأطواق الدائرية و 135 درجة لجميع الأطواق الأخرى
(ب) ينخرط الخطاف في التسليح الطولي، وينتقل الامتداد إلى داخل الكانات أو طوق

25.3.5 Crossties shall be in accordance with (a) through (e):

25.3.5 يجب أن يكون التشابه من (أ) إلى (هـ):

- (a) Crosstie shall be continuous between ends
- (b) There shall be a seismic hook at one end
- (c) There shall be a standard hook at other end with minimum bend of 90 degrees
- (d) Hooks shall engage peripheral longitudinal bars
- (e) 90-degree hooks of two successive crossties engaging the same longitudinal bars shall be alternated end for end, unless crossties satisfy 18.6.4.3 or 25.7.1.6.1

(أ) يجب أن يكون عكفة مستمراً بين النهايات
(ب) يكون هناك خطاف زلزالي في أحد طرفيه
(ج) يكون هناك خطاف قياسي في الطرف الآخر مع أدنى انحناء قدره 90 درجة
(د) يلتصق خطاف القضبان الطولية الطرفية
(هـ) يجب أن تكون الخطافات ذات 90 درجة من كروسييتين متعاقبتين تشتركان في القضبان الطولية نفسها نهاية متناوبة للنهائية، ما لم التقاطع مرضي 18.6.4.3 أو 25.7.1.6.1

COMMENTARY

التعليق

R25.3.3 Welded wire reinforcement can be used for stirrups and ties. The wire at welded intersections does not have the same uniform ductility and bendability as in areas that were not heated by welding in the manufacture of the welded wire reinforcement. These effects of the welding temperature are usually dissipated in a distance of approximately four wire diameters. Minimum bend diameters permitted are in most cases the same as those required in the ASTM bend tests for wire (ASTM A1064 and A1022).

R25.3.3 يمكن استخدام تسليح الأسلاك الملحومة للكانات والرباطات. لا يكون للسلك عند التقاطعات الملحومة نفس ليونة وانحناء متمثلان كما في المناطق التي لم يتم تسخينها بواسطة اللحام في تصنيع تسليح الأسلاك الملحومة. وعادة ما تتبدد هذه الآثار من درجة حرارة اللحام في مسافة ما يقرب من أربعة أقطار الأسلاك. إن الحد الأدنى لأقطار الانحناء المسموح به في معظم الحالات هو نفسه مثل تلك المطلوبة في اختبارات انحناء ASTM للسلك (ASTM A1064 و A1022)

R25.3.5 Crossties are illustrated in Fig. R25.3.5

R25.3.5. تم توضيح حالات التقلص في الشكل R25.3.5

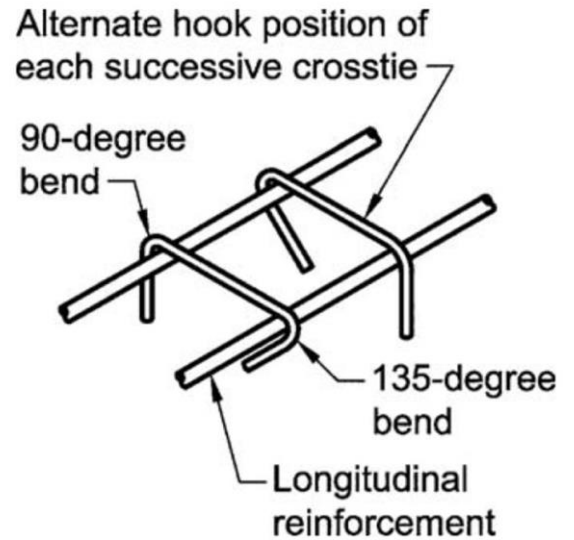


Fig. R25.3.5—Crosstie.

CODE

الكود

25.4—Development of reinforcement

25.4.1 General

25.4.1.1 Calculated tension or compression in reinforcement at each section of a member shall be developed on each side of that section by embedment length; hook, headed deformed bar, mechanical device, or a combination thereof

25.4 - تثبيت التسليح

25.4.1 عام

25-4-1-1 يتم تثبيت الشد أو الضغط المحسوب في التسليح في كل مقطع من العناصر على كل جانب من هذا المقطع بطول التسليح؛ الخطاف، قضيب محلزن، جهاز ميكانيكي، أو مزيج من ذلك

COMMENTARY

التعليق

R25.4—Development of reinforcement

R25.4.1 General

R25.4.1.1 The development length concept is based on the attainable average bond stress over the length of embedment of the reinforcement (ACI Committee 408 1966). Development lengths are required because of the tendency of highly stressed bars to split relatively thin sections of restraining concrete.

R25.4 - تثبيت التسليح

R25.4.1 عام

R25.4.1.1 يستند مفهوم طول التثبيت إلى متوسط إجهادات السندات القابلة للتحقيق على مدى تضمين التسليح (لجنة ACI 408 1966). مطلوب أطوال التثبيت المغمورة بسبب ميل قضبان عالية الإجهاد لتقسيم مقاطع رقيقة نسبياً من الخرسانة.

A single bar embedded in a mass of concrete should not require as great a development length, although a row of bars, even in mass concrete, can create a weakened plane with longitudinal splitting along the plane of the bars.

لا ينبغي أن يتطلب قضيب واحد مغمور في كتلة من الخرسانة طولاً نمواً كبيراً، على الرغم من أن صف من القضبان، حتى في الخرسانة الكثيفة، يمكن أن يخلق مستوياً ضعيفاً مع تقسيم طولي على طول مستوى القضبان.

In application, the development length concept requires minimum lengths or extensions of reinforcement beyond all points of peak stress in the reinforcement. Such peak stresses generally occur at the points of maximum stress and points where reinforcement is bent or terminated. From a point of peak stress in reinforcement, some length of reinforcement or anchorage is necessary to develop the stress.

في التطبيق، يتطلب مفهوم طول التثبيت الحد الأدنى من الأطوال أو تمديد التسليح إلى ما وراء جميع نقاط ذروة الإجهاد في التسليح. عادةً ما تحدث هذه الإجهادات القصوى عند نقاط الحد الأقصى من الشد والنقاط حيث يتم تثبيت التسليح أو إنهائه. من نقطة إجهاد الذروة في التسليح، بعض طول التسليح أو الإرساء ضروري لتثبيت الإجهاد.

This development length or anchorage is necessary on both sides of such peak stress points. Often, the reinforcement continues for a considerable distance on one side of a critical stress point so that calculations need involve only the other side, for example, the negative moment reinforcement continuing through a support to the middle of the next span.

هذا الطول أو الإرساء ضروري على جانبي نقاط الإجهاد القصوى. في كثير من الأحيان، يستمر التسليح لمسافة كبيرة على جانب واحد من نقطة الإجهاد الحرجة بحيث تحتاج الحسابات فقط إلى الجانب الآخر، على سبيل المثال، عزم التسليح السلبي المستمرة من خلال ركيزة منتصف المسافة التالية.

CODE

الكود

25.4.1.2 Hooks and heads shall not be used to develop bars in compression.

25.4.1.2 لا يجوز استخدام الخطاطيف والرؤوس لتثبيت القضبان في الانضغاط.

25.4.1.3 Development lengths do not require a strength reduction factor ϕ .

25.4.1.3 لا تتطلب أطوال التثبيت معامل تخفيض في القوة ϕ .

25.4.1.4 The values of $\sqrt{f'_c}$ used to calculate development length shall not exceed 8.3 MPa.

4.1.4 يجب ألا تتجاوز القيم المستخدمة لحساب طول التثبيت 8.3 ميغاباسكال

25.4.2 Development of deformed bars and deformed wires in tension

25.4.2. تثبيت القضبان المحلزنة والأسلاك المحلزنة في الشد

25.4.2.1 Development length ℓ_d for deformed bars and deformed wires in tension shall be the greater of (a) and (b):

(a) Length calculated in accordance with 25.4.2.2 or 25.4.2.3 using the applicable modification factors of 25.4.2.4

(b) 300 mm.

25.4.2.1 يكون طول التثبيت للقضبان المحلزنة والأسلاك المحلزنة في الشد أكبر من (أ) و (ب):

(أ) الطول المحسوب وفقاً للرقم 25.4.2.2 أو 25.4.2.3 باستخدام عوامل التعديل المعمول بها والبالغ 25.4.2.4

(ب) 300 mm

COMMENTARY

التعليق

R25.4.1.2 Hooks and heads are ineffective in compression. No data are available to demonstrate that hooks and heads can reduce development length in compression.

R25.4.1.2 الخطافات والرؤوس غير فعالة في الضغط. لا توجد بيانات متاحة لإثبات أن الخطافات والرؤوس يمكن أن تقلل طول التثبيت في الضغط

R25.4.1.3 The strength reduction factor ϕ is not used in the development length and lap splice length equations. An allowance for strength reduction is already included in the expressions for determining development and splice lengths.

R25.4.1.3. لا يستخدم عامل تخفيض القدرة ϕ في طول التثبيت ومعادلتي طول التداخل. يتم تضمين بدل تخفيض القوة بالفعل في التعبيرات لتحديد التثبيت وأطوال الوصلات

R25.4.1.4 Darwin et al. (1996) shows that the force developed in a bar in development and lap splice tests increases at a lesser rate than $\sqrt{f'_c}$ with increasing compressive strength. Using $\sqrt{f'_c}$, however, is sufficiently accurate for values of $\sqrt{f'_c}$ up to 8.3 MPa, and because of the long-standing use of the $\sqrt{f'_c}$ in design, ACI Committee 318 has chosen not to change the exponent applied to the compressive strength used to calculate development and lap splice lengths, but rather to set an upper limit of 8.3 MPa on $\sqrt{f'_c}$.

R25.4.1.4. داروين وآخرون. (1996) يدل على أن القوة وضعت في قضيب في تثبيت واختبارات التداخل يزداد بمعدل أقل من مع زيادة قوة الانضغاط. باستخدام، ومع ذلك، دقيقة بما فيه الكفاية لقيم $\sqrt{f'_c}$ ما يصل إلى 8.3 ميغاباسكال، وبسبب الاستخدام طويل الأمد للتصميم، اختارت لجنة ACI 318 عدم تغيير الأس المطبق على قوة الانضغاط المستخدمة لحساب التثبيت وطول أطوال التداخل، بل لوضع حد أعلى 8.3 ميغاباسكال

R25.4.2 Development of deformed bars and deformed wires in tension

R25.4.2. تثبيت القضبان المحلزنة والأسلاك المحلزنة في حالة شد

R25.4.2.1 This provision gives a two-tier approach for the calculation of tension development length. The user can neither use the simplified provisions of 25.4.2.2 or the general development length equation (Eq. (25.4.2.3a)), which is based on the expression previously endorsed by ACI 408.1R (Jirsa et al. 1979). In Table 25.4.2.2, ℓ_d is based on two preselected values of $(c_b + K_{tr})/d_b$, whereas ℓ_d from Eq. (25.4.2.3a) is based on the actual $(c_b + K_{tr})/d_b$.

R25.4.2.1 يعطي هذا الحكم نهجاً من مستويين لحساب طول تثبيت الشد. يستخدم أحكام مبسطة من 25.4.2.2 أو معادلة طول التثبيت العام (المعادل (25.4.2.3a))، والذي يستند إلى التعبير الذي أقرته سابقاً (ACI 408.1R (Jirsa et al. 1979)). في الجدول 25.4.2.2، يستند الحرف ℓ_d إلى قيمتين محددة مسبقاً $(c_b + K_{tr})/d_b$ ، بينما ℓ_d من (Eq. (25.4.2.3a)) يعتمد على القيمة الفعلية $(c_b + K_{tr})/d_b$.

CODE

الكود

25.4.2.2 For deformed bars or deformed wires, ℓ_d shall be calculated in accordance with Table 25.4.2.2.

25-4-2-2 بالنسبة للقضبان المحلزنة أو الأسلاك المحلزنة ، تحسب ℓ_d وفقاً للجدول 25.4.2.2

Table 25.4.2.2—Development length for deformed bars and deformed wires in tension

Spacing and cover	No. 19 and smaller bars and deformed wires	No. 22 and larger bars
Clear spacing of bars or wires being developed or lap spliced not less than d_b , clear cover at least d_b , and stirrups or ties throughout ℓ_d not less than the Code minimum or Clear spacing of bars or wires being developed or lap spliced at least $2d_b$ and clear cover at least d_b	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
Other cases	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{1.4 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$

COMMENTARY

التعليق

Although there is no requirement for transverse reinforcement along the tension development or lap splice length, research (Azizinamini et al. 1999a,b) indicates that in concrete with very high compressive strength, brittle anchorage failure may occur for bars with inadequate transverse reinforcement. In lap splice tests of No. 25 and No. 36 bars in concrete with an f'_c of approximately 105 MPa, transverse reinforcement improved ductile anchorage behavior.

على الرغم من عدم وجود حاجة للتسليح العرضي على طول تثبيت الشد أو طول التداخل، فإن الأبحاث (عزيزيامين وآخرون 1999 أ ، ب) تشير إلى أنه في الخرسانة ذات قوة الانضغاط العالية جداً ، قد يحدث انهيار رسخ هش للقضبان ذات التسليح العرضي غير الكافي. في اختبارات لصق التداخل للقضبان رقم 25 ورقم 36 في الخرسانة مع f'_c تقريباً من 105 ميغاباسكال ، تسليح مطلوب سلوك التثبيت.

R25.4.2.2 This provision recognizes that many current practical construction cases use spacing and cover values along with confining reinforcement, such as stirrups or ties, that result in a value of $(cb + Ktr)/d_b$ of at least 1.5. Examples include a minimum clear cover of d_b along with either minimum clear spacing of $2d_b$, or a combination of minimum clear spacing of d_b and minimum ties or stirrups. For these frequently occurring cases, the development length for larger bars can be taken as $\ell_d = [f_y \psi_t \psi_e / (20 \lambda \sqrt{f'_c})] d_b$. In the formulation of the provisions in ACI 318-95, a comparison with past provisions and a check of a database of experimental results maintained by ACI 408.1R indicated that for No. 19 deformed bars and smaller, as well as for deformed wire, the development lengths could be reduced 20 percent using $\psi_s = 0.8$. This is the basis for the No. 19 and smaller bars and deformed wires column of Table 25.4.2.2. With less cover and in the absence of minimum ties or stirrups, the minimum clear spacing limits of 25.2.1 and the minimum concrete cover requirements of 20.6.1.3 result in minimum values of cb equal to d_b . Thus, for "other cases," the values are based on using $(cb + Ktr)/d_b = 1.0$ in Eq. (25.4.2.3a). The user may easily construct simple, useful expressions. For example, in all members with normalweight concrete ($\lambda = 1.0$), uncoated reinforcement ($\psi_e = 1.0$), No. 22 and larger bottom bars ($\psi_t = 1.0$) with $f'_c = 28$ MPa, and Grade 420 reinforcement, the expressions reduce to

R25.4.2.2 يقر هذا الحكم بأن العديد من حالات البناء العملية الحالية تستخدم قيم المسافة والغطاء جنباً إلى جنب مع تقييد الحصر ، مثل الكانات أو الروابط ، التي ينتج عنها قيمة $(cb + Ktr) / d_b$ لا يقل عن 1.5. وتشمل أمثلة ذلك، الحد الأدنى من غطاء d_b إلى جانب الحد الأدنى من المسافة بين $2d_b$ ، أو مزيج من الحد الأدنى للمسافة بين d_b والحد الأدنى من الروابط أو الكانات. بالنسبة لهذه الحالات التي تحدث بشكل متكرر، يمكن أخذ طول التثبيت للقضبان الأكبر مثل d_b $\ell_d = [f_y \psi_t \psi_e / (20 \lambda)]$. في صياغة الأحكام الواردة في ACI 318-95 ، أشارت مقارنة مع الأحكام السابقة والتحقق من قاعدة بيانات من النتائج التجريبية التي تحتفظ بها ACI 408.1R أنه للاعتماد رقم 19 المحلزنة وأصغر ، وكذلك بالنسبة للأسلاك المحلزنة ، يمكن خفض أطوال تثبيت 20 في المئة باستخدام $\psi_s = 0.8$. هذا هو أساس الرقم 19 والقضبان الأصغر والعمود المحلزن في الجدول 25.4.2.2. مع أقل غطاء وفي غياب الحد الأدنى من العلاقات أو الكانات ، فإن حدود المسافة الواضحة الدنيا لـ 25.2.1 ومتطلبات الحد الأدنى للغطاء الخرساني في 20.6.1.3 ينتج عنها أدنى قيم تساوي cb تساوي d_b . وبالتالي ، بالنسبة إلى "الحالات الأخرى" ، تستند القيم إلى استخدام $(cb + Ktr) / d_b = 1.0$ في Eq. (25.4.2.3a). يمكن للمستخدم بسهولة بناء تعبيرات بسيطة ومفيدة على سبيل المثال ، في جميع العناصر ذوي الوزن الخفيف الطبيعي ($\lambda = 1.0$) ، التسليح غير المصقول ($e = 1.0$) ، رقم 22 والقضبان السفلية الأكبر ($\psi_t = 1.0$) مع $f'_c = 28$ MPa ، وقريد 420 تسليح ، تخفض التعبيرات إلى

CODE

الكود

25.4.2.3 For deformed bars or deformed wires, ℓ_d shall be calculated by:

25.4.2.3 بالنسبة للقضبان المحلزنة أو الأسلاك المحلزنة ، يجب أن يتم حساب ℓ_d من خلال:

$$\ell_d = \left(\frac{f_y}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t\psi_e\psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b \quad (25.4.2.3a)$$

in which the confinement term $(c_b + K_{tr})/d_b$ shall not exceed 2.5, and

$(c_b + K_{tr})/d_b$ حيث لا تزيد عن 2.5 و

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn} \quad (25.4.2.3b)$$

where n is the number of bars or wires being developed or lap spliced along the plane of splitting. It shall be permitted to use $K_{tr} = 0$ as a design simplification even if transverse reinforcement is present.

حيث n هو عدد القضبان أو الأسلاك التي يتم تثبيتها أو التداخل التي تقسم على طول طبقة الانقسام. يجب أن يسمح باستخدام $K_{tr} = 0$ لتبسيط التصميم حتى لو كان التسليح العرضي موجوداً.

COMMENTARY

التعليق

$$\ell_d = \frac{(420)(1.0)(1.0)}{1.7(1.0)\sqrt{28}} d_b = 47d_b$$

$$\ell_d = \frac{(420)(1.0)(1.0)}{1.1(1.0)\sqrt{28}} d_b = 72d_b$$

Thus, as long as minimum cover of d_b is provided along with a minimum clear spacing of $2d_b$, or a minimum clear cover of d_b and a minimum clear spacing of d_b are provided along with minimum ties or stirrups, then $\ell_d = 47d_b$. The penalty for spacing bars closer or providing less cover is the requirement that $\ell_d = 71d_b$.

وهكذا، طالما يتم توفير الحد الأدنى من غطاء d_b جنباً إلى جنب مع الحد الأدنى من المسافة واضحة من $2d_b$ ، أو الحد الأدنى من غطاء d_b واضح والحد الأدنى من المسافة واضحة من d_b جنباً إلى جنب مع الحد الأدنى من العلاقات أو الكانات ، ثم $\ell_d = 47d_b$. تكون العقوبة على المسافات بين القضبان أقرب أو توفر تغطية أقل هي متطلبات $\ell_d = 71d_b$.

R25.4.2.3 Equation (25.4.2.3a) includes the effects of all variables controlling the development length. In Eq. (25.4.2.3a), c_b is a factor that represents the least of the side cover, the concrete cover to the bar or wire (in both cases measured to the center of the bar or wire), or one-half the center-to-center spacing of the bars or wires. K_{tr} is a factor that represents the contribution of confining reinforcement across potential splitting planes. ψ_t is the reinforcement location factor to reflect the effect of the casting position (that is, formerly denoted as "top bar effect").

م 2-3-2-4-3 تشمل المعادلة (a25.4.2.3) على تأثيرات جميع المتغيرات التي تتحكم في طول التثبيت. في المعادلة. (25.4.2.3) ، c_b هو العامل الذي يمثل أقل غطاء جانبي ، الغطاء الخرساني للقضيب أو السلك (في كلتا الحالتين يقاس إلى مركز القضيب أو السلك) ، أو نصف التباعد بين المركز من القضبان أو الأسلاك. يعتبر K_{tr} أحد العوامل التي تمثل مساهمة حصر التسليح عبر مستويات الانقسام المحتملة. ψ_t هو عامل موقع التسليح لتعكس تأثير موقف الصب (وهذا هو ، يشار إليه سابقاً باسم "تأثير القضيب العلوي").

ψ_e is a coating factor reflecting the effects of epoxy coating. There is a limit on the product $\psi_t\psi_e$. The reinforcement size factor ψ_s reflects the more favorable performance of smaller-diameter reinforcement. A limit of 2.5 is placed on the term $(c_b + K_{tr})/d_b$. When $(c_b + K_{tr})/d_b$ is less than 2.5, splitting failures are likely to occur. For values above 2.5, a pullout failure is expected, and an increase in cover or transverse reinforcement is unlikely to increase the anchorage capacity.

هو عامل طلاء يعكس تأثيرات طلاء الايبوكسي. هناك حد على المنتج $\psi_t\psi_e$. يعكس معامل حجم التسليح الأداء الآثار ملاءمة للتعزيز ذي القطر الأصغر. يتم وضع حد 2.5 على المصطلح $(c_b + K_{tr})/d_b$. عندما تكون $(c_b + K_{tr})/d_b$ أقل من 2.5 ، من المحتمل أن تحدث حالات فشل التقسيم. بالنسبة للقيم التي تزيد عن 2.5 ، فمن المتوقع أن يحدث فشل في الانسحاب ، ومن غير المرجح أن تؤدي زيادة في التغطية أو التسليح العرضي إلى زيادة قدرة التثبيت.

CODE

الكود

25.4.2.4 For the calculation of ℓ_d , modification factors shall be in accordance with Table 25.4.2.4.

25.4.2.4 بالنسبة لحساب ℓ_d ، يجب أن تكون عوامل التعديل وفقاً للجدول 25.4.2.4.

COMMENTARY

التعليق

Many practical combinations of side cover, clear cover, and confining reinforcement can be used with 25.4.2.3 to produce significantly shorter development lengths than allowed by 25.4.2.2. For example, bars or wires with minimum clear cover not less than $2d_b$ and minimum clear spacing not less than $4d_b$ and without any confining reinforcement would have a $(c_b + K_{tr})/d_b$ value of 2.5 and would require a development length of only $28d_b$ for the example in R25.4.2.2.

يمكن استخدام العديد من التوليفات العملية من الغطاء الجانبي، والغطاء الواضح، و تسليح الحصر مع 25.4.2.3 لإنتاج أطوال تثبيت أقصر بكثير مما سمح به 25.4.2.2. على سبيل المثال، القضبان أو الأسلاك ذات الغطاء الصافي الأدنى لا يقل عن $2d_b$ والحد الأدنى من التباعد الواضح لا يقل عن $4d_b$ وبدون أي تسليح الحصر سيكون له قيمة $(c_b + K_{tr})/d_b$ من 2.5 وسيطلب طول التثبيت $28d_b$ فقط المثال في R25.4.2.2 قبل ACI 318-08 ، المعادل.

Before ACI 318-08, Eq. (25.4.2.3b) for K_{tr} included the yield strength of transverse reinforcement. The current expression includes only the area and spacing of the transverse reinforcement and the number of wires or bars being developed or lap spliced because tests demonstrate that transverse reinforcement rarely yields during a bond failure (Azizinamini et al. 1995). Terms in Eq. (25.4.2.3a) may be disregarded if such omission results in longer and, hence, more conservative, development lengths.

(b25.4.2.3) ل K_{tr} شملت قوة الخضوع للتسليح العرضي. يشمل التعبير الحالي مساحة ومساحة التباعد العرضي فقط وعدد الأسلاك أو القضبان التي يتم تثبيتها أو اللولبي لأن الاختبارات تثبت أن التسليح العرضي نادراً ما ينتج خلال فشل السندات (عزيزنايني وآخرون ، 1995). شروط في المعادل. (25.4.2.3 أ) قد يتم تجاهلها إذا كان هذا الإغفال يؤدي إلى أطوال تثبيت أطول، وبالتالي أكثر حفظاً.

R25.4.2.4 The lightweight factor λ for calculating development length of deformed bars and deformed wire in tension is the same for all types of lightweight aggregate concrete. Research does not support the variations of this factor in Codes prior to 1989 for all-lightweight and sand lightweight concrete. Section 25.4.2.4 allows a higher factor to be used when the splitting tensile strength of the lightweight concrete is specified. Refer to 19.2.4. The epoxy factor ψ_e is based on studies (Treece and Jirsa 1989; Johnston and Zia 1982; Mathey and Clifton 1976) of the anchorage of epoxy-coated bars that show bond strength is reduced because the coating prevents adhesion and lowers the coefficient of friction between the bar and the concrete.

R25.4.2.4 إن عامل الوزن الخفيف λ لحساب طول تثبيت القضبان المحلزنة والأسلاك المحلزنة في الشد هو نفسه بالنسبة لجميع أنواع خرسانة الركام الخفيف. لا تدعم الأبحاث الاختلافات في هذا العامل في الكود قبل عام 1989 لجميع الوزن الخفيف والرمل الخرسانة خفيفة الوزن. يسمح القسم 25.4.2.4 باستخدام عامل أعلى عندما يتم تحديد قوة شد للخرسانة خفيفة الوزن. ارجع إلى 19.2.4. ويستند العامل الأيبوكسي على الدراسات (تشرس وجيرسا 1989؛ Johnston and Zia 1982؛ Mathey و Clifton 1976) من تثبيت القضبان المغلفة بالايبوكسي التي تظهر قوة الرابطة يتم تقليلها لأن الطلاء يمنع الالتصاق ويقلل معامل الاحتكاك بين القضيب والخرسانة.

CODE

الكود

Table 25.4.2.4—Modification factors for development of deformed bars and deformed wires in tension

Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight λ	Lightweight concrete	0.75
	Lightweight concrete, where f_{cr} is specified	In accordance with 19.2.4.3
	Normalweight concrete	1.0
Epoxy ^[1] ψ_e	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement with clear cover less than $3d_b$ or clear spacing less than $6d_b$	1.5
	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement for all other conditions	1.2
	Uncoated or zinc-coated (galvanized) reinforcement	1.0
Size ψ_s	No. 22 and larger bars	1.0
	No. 19 and smaller bars and deformed wires	0.8
Casting position ^[1] ψ_t	More than 300 mm of fresh concrete placed below horizontal reinforcement	1.3
	Other	1.0

^[1]The product $\psi_s\psi_e$ need not exceed 1.7.

COMMENTARY

التعليق

The factors reflect the type of anchorage failure likely to occur. If the cover or spacing is small, a splitting failure can occur and the anchorage or bond strength is substantially reduced. If the cover and spacing between bars is large, a splitting failure is precluded and the effect of the epoxy coating on anchorage strength is not as large. Studies (Orangun et al. 1977) have shown that although the cover or spacing may be small, the anchorage strength may be increased by adding transverse reinforcement crossing the plane of splitting, and restraining the splitting crack.

تعكس العوامل نوع فشل التثبيت المحتمل حدوثه. إذا كان الغطاء أو التباعد صغيراً، يمكن أن يحدث انهيار تقسيمي ويتم تقليل قوة الربط أو الربط بشكل كبير. إذا كان الغطاء والتباعد بين القضبان كبيراً، فقد تم استبعاد حدوث انهيار فاصل، ولم يكن تأثير طلاء الإيبوكسي على قوة الربط كبيراً. وقد أظهرت الدراسات (Orangun et al. 1977) أنه على الرغم من أن الغطاء أو التباعد قد يكونا صغيرين، إلا أنه يمكن زيادة قوة الإرساء عن طريق إضافة تسليح عرضية تتقاطع مع طبقة المقطع، وتقيد انفصال التشقق.

Because the bond of epoxy-coated bars or zinc and epoxy dual-coated bars is already reduced due to the loss of adhesion and lower coefficient of friction between the bar and the concrete, an upper limit of 1.7 is established for the product of the factors for top reinforcement casting position and epoxy-coated reinforcement or zinc and epoxy dual-coated reinforcement. The reinforcement size factor ψ_s reflects the more favorable performance of smaller-diameter reinforcement.

ونظراً لأن رابطة الأعمدة المطلوبة بالإيبوكسي أو الزنك والإيبوكسي ذات القضبان المزدوجة المغلفة قد انخفضت بالفعل نتيجة لفقدان الالتصاق وانخفاض معامل الاحتكاك بين القضيب والخرسانة، يتم وضع حد أقصى يبلغ 1.7 لمنتج العوامل من أجل وضع التسليح العلوي و تسليح الإيبوكسي أو الزنك و الإيبوكسي. يعكس معامل حجم التسليح الأداء الأكثر ملاءمة للتسليح ذي القطر الأصغر.

The reinforcement location or casting position factor ψ_t accounts for the position of the reinforcement in freshly placed concrete. The factor 1.3 is based on research (Jirsa and Breen 1981; Jeanty et al. 1988). The application of the casting position factor should be considered in determination of development lengths for inclined reinforcement.

. إن موقع التسليح أو عامل وضع الصب هو المسؤول عن موقع التسليح في الخرسانة الطرية. يعتمد العامل 1.3 على البحث (Jirsa and Breen 1981; Jeanty et al. 1988). ينبغي النظر في تطبيق عامل موضع الصب في تحديد أطوال التثبيت للتسليح المائل.

CODE

الكود

25.4.3 Development of standard hooks in tension

25.4.3 تثبيت خطافات قياسية في الشد

25.4.3.1 Development length ℓ_{dh} for deformed bars in tension terminating in a standard hook shall be the greater of (a) through (c):

25.4.3.1 طول التثبيت ℓ_{dh} للقضبان المحلزنة في شد تنتهي في خطاف قياسي يجب أن يكون أكبر من (أ) إلى (ج):

$$(a) \left(\frac{0.24 f_y \psi_e \psi_s \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \text{ with } \psi_e, \psi_s, \psi_r, \text{ and } \lambda \text{ given in 25.4.3.2.}$$

(b) $8d_b$

(c) 150 mm

COMMENTARY

التعليق

R25.4.3 Development of standard hooks in tension

R25.4.3 تثبيت خطاطيف قياسية في الشد

R25.4.3.1 Study of failures of hooked bars indicate that splitting of the concrete cover in the plane of the hook is the primary cause of failure and that splitting originates at the inside of the hook where local stress concentrations are very high. Thus, hook development is a direct function of bar diameter d_b , which governs the magnitude of compressive stresses on the inside of the hook. Only standard hooks (refer to 25.3.1) are considered, and the influence of larger bend radii cannot be evaluated by 25.4.3.

R25.4.3.1 تدل دراسة انهيار القضبان المخروطية على أن مقطع الغطاء الخرساني في مستوى الخطاف هو السبب الرئيسي للفشل وأن هذا الانقسام ينشأ في داخل الخطاف حيث تكون تركيزات الضغط المحلية عالية جداً. وبالتالي، فإن تثبيت الخطاف هو وظيفة مباشرة للقضيب للقطر d_b ، الذي يحكم حجم الضغوط الانضغاطية في داخل الخطاف. يتم النظر فقط في الخطافات المعيارية (راجع 25.3.1)، ولا يمكن تقييم تأثير انحناء القطر الأكبر بنسبة 25.4.3.

The hooked bar anchorage provisions give the total hooked bar embedment length as shown in Table 25.3.1. The development length ℓ_{dh} is measured from the critical section to the outside end (or edge) of the hook. The effects of bar yield strength, excess reinforcement, lightweight concrete, and factors to reflect the resistance to splitting provided from confinement by concrete and transverse ties or stirrups are based on recommendations from ACI 408.1R and Jirsa et al. (1979).

تعطي شروط ربط القضيب الطول الكلي لإرساء القضيب المخروطي كما هو موضح في الجدول 25.3.1. يقاس طول التثبيت ℓ_{dh} من المقطع الحرج إلى النهاية الخارجية (أو الحافة) للخطاف. وتستند تأثيرات قوة خضوع للاجهاد، والتسليح الزائد، والخرسانة خفيفة الوزن، والعوامل التي تعكس مقاومة الانشقاق المقدمة من التقيد بواسطة الروابط الخرسانية والعرضية أو الكانات على توصيات من ACI 408.1R و Jirsa et al. (1979).

A minimum value of ℓ_{dh} is specified to prevent failure by direct pullout in cases where a hook may be located very near the critical section.

يتم تحديد الحد الأدنى لقيمة ℓ_{dh} لمنع الفشل عن طريق السحب المباشر في الحالات التي قد يكون فيها موضع الخطاف قريب جداً من المقطع الحرج.

CODE

الكود

25.4.3.2 For the calculation of ℓ_{dh} , modification factors shall be in accordance with Table 25.4.3.2. Factors ψ_e and ψ_r shall be permitted to be taken as 1.0. At discontinuous ends of members, 25.4.3.3 shall apply

25.4.3.2 لحساب ℓ_{dh} ، يجب أن تكون عوامل التعديل وفقاً للجدول 25.4.3.2. يسمح للعوامل ψ_e و ψ_r أن تؤخذ على أنها 1.0. في نهايات غير مستمرة من العناصر، يجب تطبيق 25.4.3.3

Table 25.4.3.2—Modification factors for development of hooked bars in tension

Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight λ	Lightweight concrete	0.75
	Normalweight concrete	1.0
Epoxy ψ_e	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement	1.2
	Uncoated or zinc-coated (galvanized) reinforcement	1.0
Cover ψ_c	For No. 36 bar and smaller hooks with side cover (normal to plane of hook) ≥ 65 mm and for 90-degree hook with cover on bar extension beyond hook ≥ 50 mm	0.7
	Other	1.0
Confining reinforcement ψ_r ^[2]	For 90-degree hooks of No. 36 and smaller bars (1) enclosed along ℓ_{dh} within ties or stirrups ^[1] perpendicular to ℓ_{dh} at $s \leq 3d_b$, or (2) enclosed along the bar extension beyond hook including the bend within ties or stirrups ^[1] perpendicular to ℓ_{ext} at $s \leq 3d_b$	0.8
	For 180-degree hooks of No. 36 and smaller bars enclosed along ℓ_{dh} within ties or stirrups ^[1] perpendicular to ℓ_{dh} at $s \leq 3d_b$	
	Other	1.0

^[1]The first tie or stirrup shall enclose the bent portion of the hook within $2d_b$ of the outside of the bend.

^[2] d_b is the nominal diameter of the hooked bar.

COMMENTARY

التعليق

R25.4.3.2 Unlike straight bar development, no distinction is made for casting position. The epoxy factor ψ_e is based on tests (Hamad et al. 1993) that indicate the development length for hooked bars should be increased by 20 percent to account for reduced bond when reinforcement is epoxy coated.

R25.4.3.2 على عكس التثبيت المستقيم ، لا يوجد تمييز في وضع الصب. ويستند العامل الإيبوكسي على الاختبارات (حمد وآخرون 1993) التي تشير إلى أن طول تثبيت القضبان الخطاف يجب أن يزيد بنسبة 20 في المائة لحساب السندات المخفضة عندما تكون التسليح مغلفة بالإيبوكسي.

The confining reinforcement factor ψ_r is based on tests (Jirsa and Marques 1975) that indicate closely spaced ties at or near the bend portion of a hooked bar are most effective in confining the hooked bar.

ويستند عامل التسليح الحصر ψ_r على الاختبارات (Jirsa و Marques 1975) التي تشير إلى أن العلاقات المتقاربة بشكل وثيق في أو بالقرب من جزء الانحناء من قضيب هي الأكثر فعالية في حصر قضيب الخطاف.

For construction purposes, this is not always practicable. The cases where the modification factor ψ_r may be used are illustrated in Fig. R25.4.3.2a and R25.4.3.2b. Figure R25.4.3.2a shows placement of ties or stirrups perpendicular to the bar being developed, spaced along the development length ℓ_{dh} of the hook. Figure R25.4.3.2b shows placement of ties or stirrups parallel to the bar being developed along the length of the tail extension of the hook plus bend. The latter configuration would be typical in a beam-column joint.

لأغراض البناء، هذا ليس عملياً دائماً. ويوضح الشكلان R25.4.3.2a و R25.4.3.2b الحالات التي يمكن فيها استخدام عامل التعديل ψ_r . يُظهر الشكل R25.4.3.2a موضع روابط أو كانت عمودية على القضيب الذي يتم تثبيته ، متباعدة على طول الخط ℓ_{dh} من الخطاف. يوضح الشكل R25.4.3.2b وضع روابط أو كانت متوازية مع قضيب يتم تثبيته بطول امتداد ذيل الخطاف بالإضافة إلى الانحناء. سيكون التكوين الأخير نموذجياً في وصلة عمود - الكمر.

CODE الكود

25.4.3.3 For bars being developed by a standard hook at discontinuous ends of members with both side cover and top (or bottom) cover to hook less than 65 mm., (a) through (c) shall be satisfied:

(a) The hook shall be enclosed along ℓ_{dh} within ties or stirrups perpendicular to ℓ_{dh} at $s \leq 3d_b$

(b) The first tie or stirrup shall enclose the bent portion of the hook within $2d_b$ of the outside of the bend

(c) ψ_r shall be taken as 1.0 in calculating ℓ_{dh} in accordance with 25.4.3.1(a)

where d_b is the nominal diameter of the hooked bar

25-4-3-3 بالنسبة للقضبان التي يتم تثبيتها بواسطة خطاف قياسي في نهايات متقطعة للعناصر مع تغطية جانبي وغطاء علوي (أو سفلي) لربط أقل 65 mm ، (أ) حتى (ج) يجب أن تكون راضية:

(أ) يوضع الخطاف على طول ℓ_{dh} ضمن روابط أو كانات عمودية على ℓ_{dh} في $s \leq 3d_b$

(ب) يجب أن يربط رابط العنق أو الكانات الأول الجزء المنحني من الخطاف في حدود $2d_b$ من خارج الانحناء

(ج) تؤخذ ψ_r كـ 1.0 في حساب ℓ_{dh} وفقاً لـ 25.4.3.1 (أ) حيث d_b هو القطر الاسمي لقضيب التوصيل

COMMENTARY التعليق

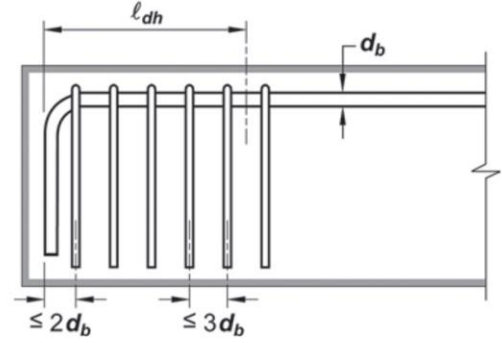


Fig. R25.4.3.2a—Ties or stirrups placed perpendicular to the bar being developed, spaced along the development length ℓ_{dh} .

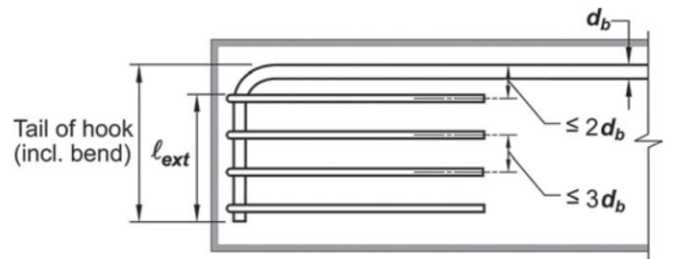


Fig. R25.4.3.2b—Ties or stirrups placed parallel to the bar being developed, spaced along the length of the tail extension of the hook plus bend.

R25.4.3.3 Bar hooks are especially susceptible to a concrete splitting failure if both side cover (perpendicular to plane of hook) and top or bottom cover (in plane of hook) are small (refer to Fig. R25.4.3.3). With minimum confinement provided by concrete, additional confinement provided by ties or stirrups is essential, especially if full bar strength is to be developed by a hooked bar with such small cover. Cases where hooks may require ties or stirrups for confinement are at ends of simply-supported beams, at the free end of cantilevers, and at ends of members framing into a joint where members do not extend beyond the joint. In contrast, if the calculated bar stress is so low that the hook is not needed for bar anchorage, ties or stirrups are not necessary. This provision does not apply for hooked bars at discontinuous ends of slabs where confinement is provided by the slab on both sides and perpendicular to the plane of the hook

R25.4.3.3 تكون الخطاطيف القضبان حساسة بصفة خاصة لحدوث انشطار خرساني إذا كان الغطاء الجانبي (العمودي على مستوى الخطاف) والغطاء العلوي أو السفلي (في مستوى الخطاف) صغيرين (راجع الشكل R.4.4.3.3). مع الحد الأدنى من التقيد التي توفرها الخرسانة، فإن التقيد الإضافي الذي توفره الروابط أو الكانات ضروري، خاصة إذا كان القضيب الكامل سيتم تثبيته بواسطة قضيب معلق مع غطاء صغير. الحالات التي قد تتطلب ربطات أو روابط من أجل التقيد تكون في نهايات من الكمرات المدعومة ببساطة، في الطرف الحر من الكابلي، وفي نهايات العناصر التي تتأرجح في مفصل حيث لا يمتد العناصر إلى ما وراء المفصل. في المقابل، إذا كان الضغط المحسوب منخفض جداً لدرجة أن الخطاف ليس مطلوباً في قضيب التثبيت، فإن الروابط أو الكانات ليست ضرورية. لا ينطبق هذا الحكم على القضبان المخروطية في نهايات غير مستمرة للبلاطات حيث يتم توفير التقيد بواسطة بلاطة على كلا الجانبين وعمودي على مستوى الخطاف

CODE الكود

25.4.4 Development of headed deformed bars in tension

25.4.4.1 Use of heads to develop deformed bars in tension shall be permitted if conditions (a) through (g) are satisfied:

- (a) Bar shall conform to 20.2.1.3
- (b) Bar f_y shall not exceed 420 MPa
- (c) Bar size shall not exceed No. 36
- (d) Net bearing area of head A_{brg} shall be at least $4A_b$
- (e) Concrete shall be normalweight
- (f) Clear cover for bar shall be at least $2d_b$
- (g) Clear spacing between bars shall be at least $4d_b$

25.4.4 تثبيت قضبان محلزنة براس في الشد

25.4.4.1 يسمح باستخدام الرؤوس لتثبيت قضبان محلزنة في حالة الشد إذا تم استيفاء الشروط (أ) حتى (ز):

- (أ) يجب أن يتوافق قضيب مع 20.2.1.3
- (ب) لا يجب أن يتجاوز القضيب f_y 420 ميجا باسكال
- (ج) يجب ألا يتجاوز حجم القضيب رقم 36
- (د) يجب أن يكون صافي منطقة تحمل الرأس A_{brg} على الأقل $4A_b$
- (هـ) يجب أن يكون الخرسانة الوزن الطبيعي
- (و) يجب أن يكون الغطاء الصافي للقضيب على الأقل $2d_b$
- (ز) يجب أن يكون التباعد الواضح بين القضبان على الأقل $4d_b$

COMMENTARY التعليق

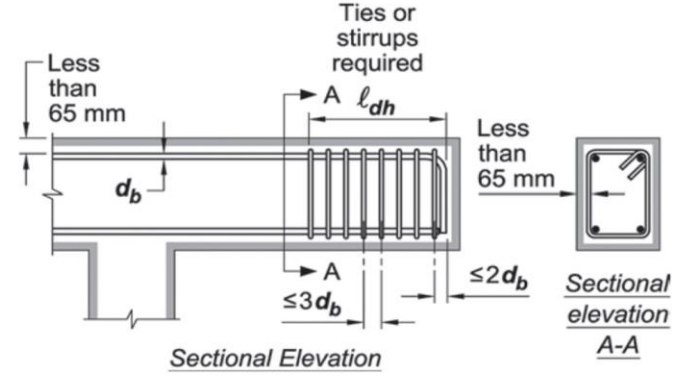


Fig. R25.4.3.3—Concrete cover according to 25.4.3.3.

R25.4.4 Development of headed deformed bars in tension

R25.4.4.1 As used in this section, development describes cases in which the force in the bar is transferred to the concrete through a combination of a bearing force at the head and bond forces along the bar. In contrast, Chapter 17 anchorage provisions describe cases in which the force in the bar is transferred through bearing to the concrete at the head alone.

R25.4.4 تثبيت قضبان محلزنة براس في حالة شد

R25.4.4.1 كما هو مستخدم في هذا القسم ، يصف التثبيت الحالات التي يتم فيها نقل القوة في القضيب إلى الخرسانة من خلال توليفة من قوة تحمل في الرأس وقوى الرابطة على طول القضيب. وعلى النقيض من ذلك ، تنص أحكام الفصل 17 على الحالات التي يتم فيها نقل القوة في القضيب من خلال التحمل إلى الخرسانة على الرأس وحده.

Headed bars are limited to those types that meet the requirements of Class HA heads in ASTM A970 because a wide variety of methods are used to attach heads to bars, some of which involve significant obstructions or interruptions of the bar deformations. Headed bars with significant obstructions or interruptions of the bar deformations were not evaluated in the tests used to formulate the provisions in 25.4.4.2. The headed bars evaluated in the tests were limited to those types that meet the criteria in 20.2.1.6 for Class HA heads.

تقتصر القضبان الرأسية على الأنواع التي تلبي متطلبات رؤوس HA في ASTM A970 نظرًا لاستخدام مجموعة متنوعة من الطرق لتوصيل الرؤوس إلى قضبان، بعضها يتضمن عوائق أو انقطاعات كبيرة في تشوهات القضيب. لم يتم تقييم قضبان الرأس ذات العوائق أو الانقطاعات الكبيرة في تشوهات القضيب في الاختبارات المستخدمة لصياغة الأحكام في 25.4.4.2.

CODE الكود

COMMENTARY التعليق

The provisions for headed deformed bars were formulated with due consideration of the provisions for anchorage in Chapter 17 and the bearing strength provisions of 22.8 (Thompson et al. 2005, 2006a). Chapter 17 contains provisions for headed anchors related to the individual failure modes of concrete breakout, side-face blowout, and pullout. These failure modes were considered in the formulation of 25.4.4.2. The restrictions on the upper limit of 420 MPa for f_y , maximum bar size of No. 36, and normalweight concrete are based on the available data from tests (Thompson et al. 2005, 2006a,b). For bars in tension, heads allow the bars to be developed in a shorter length than required for standard hooks (Thompson et al. 2005, 2006a,b). The minimum limits on head size, clear cover, and clear spacing are based on the lower limits of these parameters used in the tests to establish the expression for ℓ_{dt} in 25.4.4.2. The clear cover and clear spacing requirements in 25.4.4.1 are based on dimensions measured to the bar, not to the head. The head is considered to be part of the bar for the purposes of satisfying the specified cover requirements in 20.6.1.3, and aggregate size requirements of 26.4.2.1(a)(4). To avoid congestion, it may be desirable to stagger the heads. Headed bars with $A_{brg} < 4A_b$ have been used in practice, but their performance is not accurately represented by the provisions in 25.4.4.2, and they should be used only with designs that are supported by test results under 25.4.5. These provisions do not address the design of studs or headed stud assemblies used for shear reinforcement.

كانت القضبان الرأسية التي تم تقييمها في الاختبارات مقتصرة على الأنواع التي تستوفي المعايير في 20.2.1.6 لرؤوس فئة HA. تمت صياغة الأحكام لرؤوس القضبان المحلزنة مع المراعاة الواجبة لأحكام التثبيت في الفصل 17 وأحكام قوة التحمل من 22.8 (Thompson et al. 2005, 2006a). يحتوي الفصل 17 على نصوص للرؤوس ذات الصلة بأنماط الفشل الفردية للكسر الخرساني، والانفجار الجانبي، والانسحاب. تم اعتبار هذه الأنماط الفشل في صياغة 25.4.4.2. وتستند القيود المفروضة على الحد الأعلى من 420 ميغا باسكال f_y ، والحد الأقصى لحجم قضيب رقم 36، والخرسانة الوزن العادي على البيانات المتاحة من الاختبارات (Thompson et al. 2005, 2006a, b). بالنسبة للقضبان المشدودة، تسمح الرؤوس بتثبيت القضبان بطول أقصر مما هو مطلوب للخطافات القياسية (Thompson et al. 2005, 2006a, b). تعتمد الحدود الدنيا لحجم الرأس والغطاء الواضح والمسافة الواضحة على الحدود الدنيا لهذه المحددات المستخدمة في الاختبارات لتحديد تعبير ℓ_{dt} في 25.4.4.2. تعتمد التغطية الواضحة ومتطلبات التباعد الواضح في 25.4.4.1 على الأبعاد المقاسة على القضيب، وليس على الرأس. يعتبر الرأس جزءاً من القضيب لأغراض تلبية متطلبات التغطية المحددة في 20.6.1.3 ومتطلبات الحجم الكلي لـ 26.4.2.1 (4) (a). لتجنب الازدحام، قد يكون من المرغوب فيه تهدئة الرؤوس. تم استخدام القضبان الرأسية مع $A_{brg} < 4A_b$ من الناحية العملية، ولكن أدائها لا يتم تمثيله بدقة في الأحكام الواردة في 25.4.4.2، ويجب استخدامها فقط مع التصميمات المدعمة بنتائج الاختبار تحت 25.4.5. لا تتناول هذه الأحكام تصميم المسامير أو مجموعات مسامير برأس المستخدمة في تسليح القص.

CODE

الكود

25.4.4.2 Development length ℓ_{dt} for headed deformed bars in tension shall be the greatest of (a) through (c):

25.4.4.2 يجب أن يكون طول التثبيت للقضبان المحلزنة المقولبة في الشد هو الأكبر من (أ) إلى (ج):

(a) $\left(\frac{0.19 f_y \psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b$, with ψ_e given in 25.4.4.3 and value of

f'_c shall not exceed 40 MPa

(b) $8d_b$

(c) 150 mm

COMMENTARY

التعليق

R25.4.4.2 The provisions for developing headed deformed bars give the length of bar, ℓ_{dt} , measured from the critical section to the bearing face of the head, as shown in Fig. R25.4.4.2a.

R25.4.4.2 تعطي الأحكام الخاصة بوضع قضبان محلزنة رأسية طول القطيب ، ℓ_{dt} ، التي تقاس من المقطع الحرج إلى الوجه الحامل للرأس ، كما هو مبين في الشكل a. **R.4.4.4.2**

The upper limit on the value of f'_c in 25.4.4.2 for use in calculating ℓ_{dt} is based on the concrete strengths used in the tests (Thompson et al. 2005, 2006a,b). Because transverse reinforcement has been shown to be largely ineffective in improving the anchorage of headed deformed bars (Thompson et al. 2005, 2006a,b), additional reductions in development length, such as those allowed for standard hooks with additional confinement provided by transverse reinforcement in 25.4.3.2, are not used for headed deformed reinforcing bars. Transverse reinforcement, however, helps limit splitting cracks in the vicinity of the head and for that reason is recommended.

يعتمد الحد الأعلى لقيمة f'_c في 25.4.4.2 للاستخدام في حساب ℓ_{dt} على نقاط مقاومة الخرسانة المستخدمة في الاختبارات (Thompson et al. 2005, 2006a, b). بما أن التسليح العرضي قد ثبت أنه غير فعال إلى حد كبير في تحسين تثبيت القضبان المحلزنة (Thompson et al. 2005, 2006a, b) ، فإن التخفيضات الإضافية في طول التثبيت ، مثل تلك المسموح بها للخطافات القياسية مع التقيد الإضافي الذي توفره التسليح العرضي في 25.4.3.2 ، لا تستخدم لقضبان التسليح مشوه برناسة. ومع ذلك ، يساعد التسليح العرضي على الحد من التشققات في منطقة قريبة من الرأس ولهذا السبب يوصى بذلك.

Where longitudinal headed deformed bars from a beam or a slab terminate at a supporting member, such as the column shown in Fig. R25.4.4.2b, the bars should extend through the joint to the far face of the confined core of the supporting member, allowing for cover and avoidance of interference with column reinforcement, even though the resulting anchorage length exceeds ℓ_{dt} .

في حالة إنهاء القضبان المحلزنة الطولية من كمر أو بلاطة عند عضو مساند ، مثل العمود الموضح في الشكل R.4.4.4.2b ، ينبغي أن تمتد القضبان من خلال المفصل إلى الوجه البعيد للنواة المحصورة لعضو الدعم. ، مما يسمح بالغطاء وتجنب التداخل مع تسليح العمود ، على الرغم من أن طول الربط الناتج يتجاوز ℓ_{dt} .

Extending the bar to the far side of the column core helps to transfer compressive forces (as identified in a strut-and-tie model) that are likely to form in such a connection and improves the performance of the joint.

ويساعد تمديد القضيب إلى الجانب البعيد من وجه العمود على نقل قوى الانضغاط (كما هو محدد في نموذج الدعامات والربطة) التي من المحتمل أن تتشكل في مثل هذا الاتصال ويحسن أداء المفصل.

CODE
الكود

COMMENTARY
التعليق

Where closely spaced headed bars are used, the potential for concrete breakout failure exists. For joints as shown in Fig. R25.4.4.2c and R25.4.4.2d, concrete breakout failure can be precluded by providing anchorage length equal to or greater than $d/1.5$ (Eligehausen 2006b), as shown in Fig. R25.4.4.2c, or by providing reinforcement in the form of hoops and ties to establish a load path in accordance with strut-and-tie modeling principles, as shown in Fig. R25.4.4.2d. Strut-and-tie models should be verified in accordance with Chapter 23. Note that the strut-and-tie models illustrated in Fig. R25.4.4.2c and R25.4.4.2d rely on a vertical strut from a column extending above the joint.

عندما يتم استخدام قضبان برأسية متباعدة عن المسافة، فإن احتمال حدوث انهيار في الخرسانة يكون موجوداً. بالنسبة للمفاصل كما هو موضح في الشكلين R25.4.4.2c و R25.4.4.2d ، يمكن استبعاد فشل الكسر الخرساني عن طريق توفير طول ربط يعادل أو أكبر من $d / 1.5$ (Eligehausen 2006b) ، كما هو موضح في الشكل R.4.4.4.2c ، أو عن طريق توفير التسليح في شكل الأطواق والتعليق لإنشاء مسار الحمولة وفقاً لمبادئ النمذجة و الدعامات ، كما هو موضح في الشكل R.4.4.4.2d. يجب التحقق من نماذج الترس والتعرف وفقاً للفصل 23. لاحظ أن طرازات strut-and-tie الموضحة في الشكل R.4.4.4.2c و R.4.4.4.2d تعتمد على دعامة عمودية من عمود يمتد فوق الوصلة.

Beam-column joints at roof-level and portal frames are vulnerable to joint failure and should be properly detailed to restrain diagonal cracking through the joint and breakout of the bars through the top surface.

المفاصل ذات العمود - الكمره على مستوى السطح وإطارات المدخل معرضة للفشل المشترك ويجب تفصيلها بشكل صحيح لتقييد التشوهات القطرية من خلال الوصلة واختراق القضبان من خلال السطح العلوي.

For cases where concrete breakout is not prevented, as shown in Fig. R25.4.4.2e, this failure mode should be considered in accordance with the provisions of Chapter 17

في الحالات التي لا يتم فيها منع اختراق الخرسانة، كما هو موضح في الشكل R.4.4.4.2e ، ينبغي النظر في طريقة الانهيار هذه وفقاً لأحكام الفصل 17.

CODE
الكود

COMMENTARY
التعليق

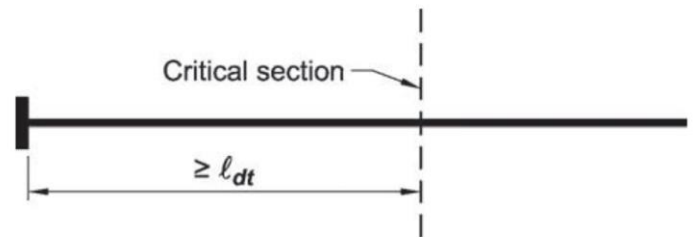


Fig. R25.4.4.2a—Development of headed deformed bars.

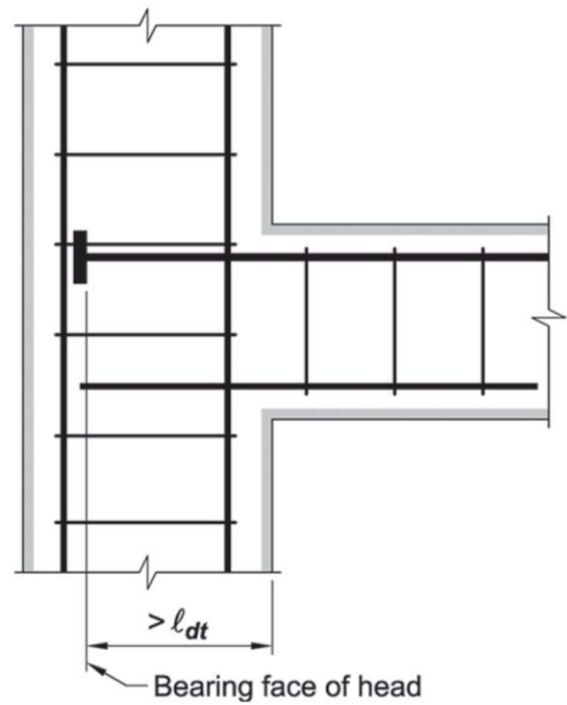


Fig. R25.4.4.2b—Headed deformed bar extended to far side of column core with anchorage length that exceeds ℓ_{dt} .

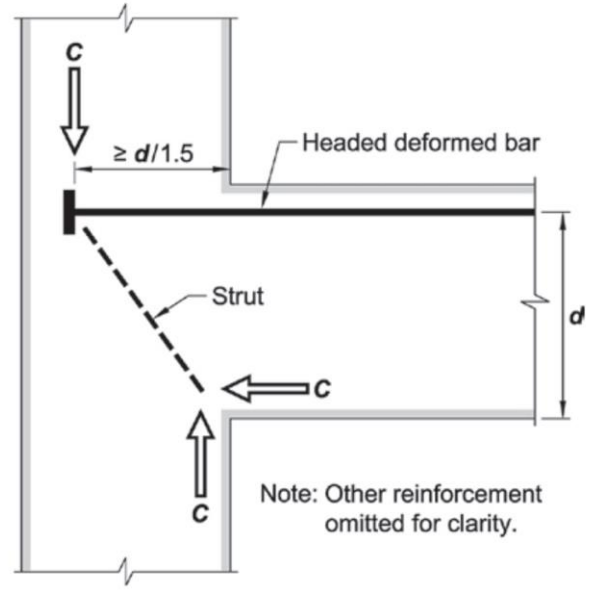


Fig. R25.4.4.2c—Breakout failure precluded in joint by keeping anchorage length greater than or equal to $d/1.5$.

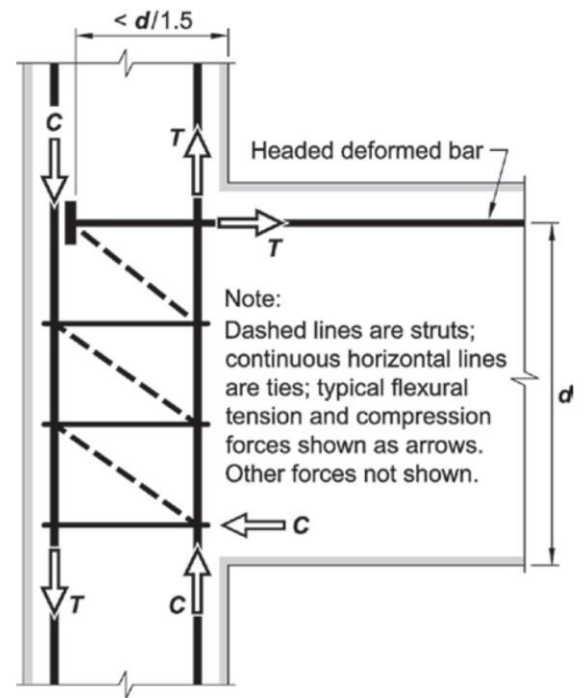


Fig. R25.4.4.2d—Breakout failure precluded in joint by providing transverse reinforcement to enable a strut-and-tie mechanism.

CODE
الكود

COMMENTARY
التعليق

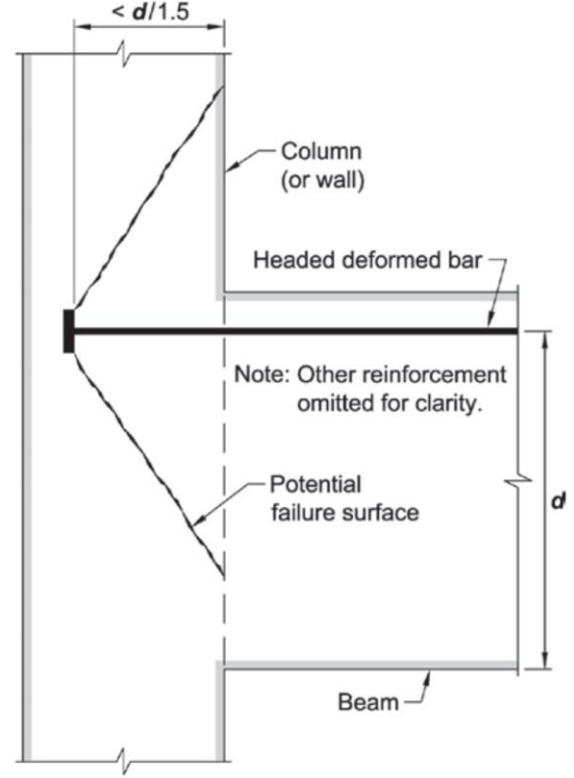


Fig. R25.4.4.2e—Breakout failure not precluded; Chapter 17 provisions applicable.

25.4.4.3 Modification factor ψ_e in 25.4.4.2(a) shall be 1.2 for epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated bars and 1.0 for uncoated or zinc-coated (galvanized) bars.

25.4.4.3 يجب أن يكون عامل التعديل في 25.4.4.2 (a) بالنسبة للأعمدة المطلية بالايوكسي أو الزنك والايوكسي و 1.0 للقضبان غير المغلفة أو المغلفة بالزنك (المجلفن).

25.4.5 Development of mechanically anchored deformed bars in tension.

25.4.5 تثبيت قضبان محلزنة ميكانيكياً في الشد

R25.4.4.3 A 1.2 factor is conservatively used for epoxycoated headed deformed reinforcing bars, the same value used for epoxy-coated standard hooks.

R25.4.4.3 يُستخدم عامل 1.2 بشكل متحفظ في قضبان التسليح المحلزنة ذات الإيبوكسيوتيد المرتكزة على الإيبوكسيوتيد ، وهي نفس القيمة المستخدمة في الخطافات القياسية المغلفة بالإيبوكسي

R25.4.5 Development of mechanically anchored deformed bars in tension

R25.4.5. تثبيت قضبان محلزنة ميكانيكياً في الشد

CODE

الكود

25.4.5.1 Any mechanical attachment or device capable of developing f_y of deformed bars shall be permitted, provided it is approved by the building official in accordance with 1.10. Development of deformed bars shall be permitted to consist of a combination of mechanical anchorage plus additional embedment length of the deformed bars between the critical section and the mechanical attachment or device.

25.4.5.1 يُسمح بأي مرفق أو جهاز ميكانيكي قادر على تثبيت القضبان المحلزنة ، بشرط موافقة مسؤول المبنى وفقاً للرقم 1.10. يسمح بتثبيت القضبان المحلزنة من مجموعة من التثبيت الميكانيكية بالإضافة إلى طول انغماس إضافي للقضبان المحلزنة بين المقطع الحرج والتعلق أو الجهاز الميكانيكي

25.4.6 Development of welded deformed wire reinforcement in tension

25.4.6. تثبيت تسليح سلك محلزن ملحوم في الشد

25.4.6.1 Development length ℓ_a for welded deformed wire reinforcement in tension measured from the critical section to the end of wire shall be the greater of (a) and (b), where wires in the direction of the development length shall all be deformed D31 or smaller.

(a) Length calculated in accordance with 25.4.6.2

(b) 200 mm.

25-4-6-1 يجب أن يكون طول التثبيت بالنسبة لتدعيم الأسلاك المحلزنة الملحومة في الشد المقاس من المقطع الحرج إلى نهاية السلك أكبر من (أ) و (ب) ، حيث يتم حلزنة جميع الأسلاك في اتجاه طول التثبيت D31 أو أصغر (أ) الطول المحسوب وفقاً للرقم 25.4.6.2 (ب) 200 mm

25.4.6.2 For welded deformed wire reinforcement, ℓ_a shall be calculated from 25.4.2.2 or 25.4.2.3, times welded deformed wire reinforcement factor ψ_w from 25.4.6.3 or 25.4.6.4. For epoxy-coated welded deformed wire reinforcement meeting 25.4.6.3, it shall be permitted to use $\psi_e = 1.0$ in 25.4.2.2 or 25.4.2.3.

25.4.6.2 فيما يتعلق بتدعيم الأسلاك المحلزنة الملحومة ، يجب أن تحسب ℓ_a من 25.4.2.2 أو 25.4.2.3 ، ومرات عامل اللحام لتسليح السلك المحلزن ψ_w من 25.4.6.3 أو 25.4.6.4. بالنسبة إلى اجتماع تسليح الأسلاك الملحوم المغلف بالإيبوكسي المغلف 25.4.6.3 ، يجب أن يسمح باستخدام $\psi_e = 1.0$ في 25.4.2.2 أو 25.4.2.3.

COMMENTARY

التعليق

R25.4.5.1 Anchorage of deformed bars through the use of mechanical devices within concrete that do not meet the requirements in 20.2.1.6, or are not developed in accordance with 25.4.4, may be used if tests demonstrate the ability of the head and bar system to develop or anchor the desired force in the bar, as described in this provision.

R25.4.5.1 يمكن استخدام تثبيت القضبان المحلزنة من خلال استخدام الأجهزة الميكانيكية في الخرسانة التي لا تفي بالمتطلبات الواردة في 20.2.1.6 ، أو التي لم يتم تطويرها وفقاً للفقرة 25.4.4 ، إذا أثبتت الاختبارات قدرة الرأس ونظام قضيب لتثبيت أو إرساء القوة المطلوبة في قضيب ، كما هو موضح في هذا الحكم

R25.4.6 Development of welded deformed wire reinforcement in tension

R25.4.6. تثبيت تسليح سلك محلزن ملحوم في الشد

R25.4.6.1 ASTM A1064 for welded deformed wire reinforcement requires the same strength of the weld as required for welded plain wire reinforcement. Some of the development is assigned to welds and some assigned to the length of deformed wire

R25.4.6.1 تتطلب ASTM A1064 لتدعيم الأسلاك المحلزنة الملحومة نفس قوة اللحام اللازمة لتدعيم الأسلاك العادية الملحومة. يتم تعيين بعض التثبيت للحامات وتخصيص بعضها لطول السلك المحلزن

R25.4.6.2 The welded deformed wire reinforcement factor ψ_w is applied to the deformed wire development length calculated from 25.4.2.2 or 25.4.2.3. Tests (Bartoletti and Jirsa 1995) have indicated that epoxycoated welded deformed wire reinforcement has essentially the same development and splice strengths as uncoated welded deformed wire reinforcement because the cross wires provide the primary anchorage for the wire. Therefore, ψ_e of 1.0 is used for development and splice lengths of epoxy-coated welded deformed wire reinforcement with cross wires within the splice or development length.

R25.4.6.2 يطبق عامل تسليح الأسلاك المحلزنة الملحوم ψ_w على طول تثبيت السلك المحلزن المحسوب من 25.4.2.2 أو 25.4.2.3. أشارت الاختبارات (Bartoletti و Jirsa 1995) إلى أن تسليح سلك الإلكتروكسي المشكل الملحومة بشكل أساسي لها نفس التثبيت وقوة الربط مثل تسليح الأسلاك غير المشغلة الملحومة لأن الأسلاك المتصالية توفر تثبيتاً أساسياً للسلك. لذلك، يتم استخدام ψ_e من 1.0 من أجل التثبيت وأطوال الوصلات لتدعيم السلك الملحوم المغلف بطبقة إيبوكسية مع أسلاك متقاطعة داخل الوصلة أو طول التثبيت.

CODE الكود

25.4.6.3 For welded deformed wire reinforcement with at least one cross wire within ℓ_d that is at least 50 mm. from the critical section, ψ_w shall be the greater of (a) and (b), and need not exceed 1.0:

25.4.6.3 فيما يتعلق تسليح الأسلاك المحلزنة الملحومة بأسلاك متقاطعة واحدة على الأقل ضمن ℓ_d والتي تكون على الأقل 50 mm من المقطع الحرج ، يجب أن تكون ψ_w أكبر من (a) و (b) ولا يجب أن تتجاوز 1.0:

$$(a) \left(\frac{f_y - 240}{f_y} \right)$$

$$(b) \left(\frac{5d_b}{s} \right)$$

25.4.6.5 Where any plain wires, or deformed wires larger than D31, are present in the welded deformed wire reinforcement in the direction of the development length, the reinforcement shall be developed in accordance with 25.4.7.

25.4.6.5 في حالة وجود أي أسلاك عادية أو أسلاك محلزنة أكبر من D31 ، في تسليح الأسلاك الملحومة في اتجاه طول التثبيت ، يجب تثبيت التسليح وفقاً لـ 25.4.7.

25.4.6.6 Zinc-coated (galvanized) welded deformed wire reinforcement shall be developed in accordance with 25.4.7.

25.4.6.6 يتم تثبيت تسليح الأسلاك المحلزنة (المغللفة) الملحومة بالزنك وفقاً لـ 25.4.7

25.4.7 Development of welded plain wire reinforcement in tension

25.4.7. تثبيت تسليح سلك ملحوم في الشد

COMMENTARY التعليق

R25.4.6.3 Figure R25.4.6.3 shows the development requirements for welded deformed wire reinforcement with one cross wire within the development length.

R25.4.6.3 يبين الشكل R25.4.6.3 متطلبات التثبيت الخاصة بتسليح الأسلاك المحلزنة الملحومة بأسلاك متقاطعة واحدة خلال طول التثبيت

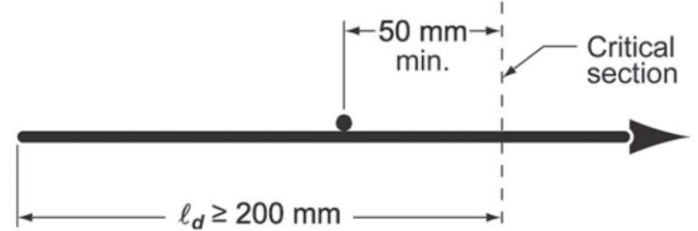


Fig. R25.4.6.3—Development of welded deformed wire reinforcement.

R25.4.6.5 Deformed wire larger than D31 is treated as plain wire because tests show that D45 wire will achieve only approximately 60 percent of the bond strength in tension given by Eq. (25.4.2.3a) (Rutledge and DeVries 2002).

R25.4.6.5 يتم التعامل مع الأسلاك المحلزنة الأكبر من D31 كسلك عادي لأن الاختبارات تبين أن سلك D45 سيحقق فقط حوالي 60 في المائة من قوة الربط في الشد المعطى بواسطة Eq. (25.4.2.3a) (Rutledge and DeVries 2002)

R25.4.7 Development of welded plain wire reinforcement in tension

R25.4.7. تثبيت تسليح سلك ملحوم في الشد

CODE الكود

25.4.7.1 Development length ℓ_d for welded plain wire reinforcement in tension measured from the critical section to the outermost cross wire shall be the greater of (a) and (b) and shall require a minimum of two cross wires within ℓ_d .

- (a) Length calculated in accordance with 25.4.7.2
(b) 150 mm.

25.4.7.1 يكون طول التثبيت بالنسبة لتدعيم سلك عادي ملحوم في الشد المقاس من المقطع الحرج إلى السلك الخارجي الأبعد أكبر من (a) و (b) ويتطلب حد أدنى من سلكين متقاطعين داخل ℓ_d
25.4.7.2 (أ) الطول المحسوب وفقاً للرقم 25.4.7.2
(ب) 150 mm

25.4.7.2 ℓ_d shall be the greater of (a) and (b):
(a) spacing of cross wires + 5 mm.

25.4.7.2 ℓ_d يجب أن يكون أكبر من (أ) و (ب):
(أ) المسافة بين الأسلاك المتقاطعة + 5 mm.

(b) $3.3 \left(\frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) \left(\frac{A_b}{s} \right)$, where s is the spacing between the wires to be developed, and λ is given in Table 25.4.2.4.

COMMENTARY التعليق

R25.4.7.1 ASTM A1064 for welded plain wire reinforcement requires the same strength of the weld as required for welded deformed wire reinforcement. All of the development is assigned to the welded cross wires; consequently, welded plain wire reinforcement requires at least two cross wires.

R25.4.7.1 تتطلب ASTM A1064 لتدعيم السلك العادي الملحوم نفس قوة اللحام كما هو مطلوب لتدعيم سلك محلزن ملحوم. يتم تعيين كل التثبيت للأسلاك المتقاطعة الملحومة؛ وبالتالي، يتطلب تسليح الأسلاك العادية الملحومة سلكين متقاطعين على الأقل

R25.4.7.2 Figure R25.4.7.2 shows the development requirements for welded plain wire reinforcement with development primarily dependent on the location of cross wires.

For welded plain wire reinforcement made with small wires, an embedment of at least two cross wires 50mm.

or more beyond the point of critical section is adequate to develop the full yield strength of the anchored wires. However, for welded plain wire reinforcement made with larger closely spaced wires, a longer embedment is required with the development length controlled by 25.4.7.2(b).

R25.4.7.2 يبين الشكل R25.4.7.2 متطلبات التثبيت الخاصة بتسليح الأسلاك العادية الملحومة مع تثبيت يعتمد في المقام الأول على موقع الأسلاك المتقاطعة للحصول على أسلاك ملحومة مصنوعة من أسلاك صغيرة، فإن تضمين ما لا يقل عن سلكين متقاطعين 50 mm. أو أكثر من النقطة الحرجة يكون كافياً لتثبيت مقاومة الخضوع الكامل للأسلاك الراسية. ومع ذلك، بالنسبة لتدعيم السلك الملحوم المصنوع بسلك أكبر من الأسلاك المتقاربة، يتطلب الأمر فترة أطول للتضمين مع التحكم في طول التثبيت بمقدار 25.4.7.2(b).

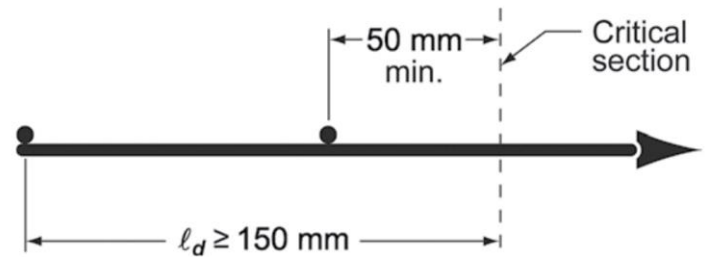


Fig. R25.4.7.2—Development of welded plain wire reinforcement.

CODE

الكود

25.4.8 Development of pretensioned seven-wire strands in tension

25.4.8 تثبيت خيوط السبعة أسلاك شد في الشد

COMMENTARY

التعليق

R25.4.8 Development of pretensioned seven-wire strands in tension—Development requirements for pretensioned strand are intended to provide bond integrity for the strength of the member. Provisions are based on tests performed on normalweight concrete members with a minimum cover of 50 mm. These tests may not represent the behavior of strand in no-slump concrete. Concrete placement operations should ensure consolidation of concrete around the strand with complete contact between the steel and concrete.

R25.4.8 تثبيت خيوط سبعة أسلاك مضبوطة في الشد - يُقصد من متطلبات التثبيت للحلقة المطبقة توفير سلامة السند لقوة العضو. وتستند الأحكام إلى اختبارات أجريت على أعضاء خرساني طبيعي منخفض الوزن بغطاء لا يقل عن 50 mm. قد لا تمثل هذه الاختبارات سلوك الكابل في الخرسانة غير المنهارة. يجب أن تضمن عمليات التنسيب الخرسانية توطيد الخرسانة حول الخندق مع التماس الكامل بين الفولاذ والخرسانة.

The bond of strand is a function of a number of factors, including the configuration and surface condition of the steel, the stress in the steel, the depth of concrete beneath the strand, and the method used to transfer the force in the strand to the concrete.

رابطة الكابل هي دالة لعدد من العوامل، بما في ذلك التكوين والحالة السطحية للصلب ، والإجهاد في الفولاذ ، وعمق الخرسانة أسفل الحبيبة ، والطريقة المستخدمة لنقل القوة في الكابل إلى الخرسانة.

For bonded applications, quality assurance procedures should be used to confirm that the strand is capable of adequate bond (Rose and Russell 1997; Logan 1997). The precast concrete manufacturer may rely on certification from the strand manufacturer that the strand has bond characteristics that comply with this section.

وبالنسبة للتطبيقات المرتبطة، ينبغي استخدام إجراءات ضمان الجودة للتأكد من أن الكابل قادرة على توفير الربط الكافية (روز ورسيل 1997 ؛ لوغان 1997). قد تعتمد الشركة المصنعة للخرسانة الجاهزة على شهادة من الشركة المصنعة للجديلة بأن الكابل لها خصائص ربط التي تتوافق مع هذا القسم

This section does not apply to plain wires, to endanchored tendons, or to unstressed strand. The development length for plain wire could be considerably greater due to the absence of mechanical interlock. Flexural bond failure would occur with plain wire when first slip occurred.

لا ينطبق هذا المقطع على الأسلاك العادية أو على الكابلات ذات الصلة أو على الكابل غير منظم. يمكن أن يكون طول تثبيت الأسلاك العادية أكبر بكثير بسبب عدم وجود تشبيك ميكانيكي. يحدث فشل الانحناء للربط مع سلك عادي عند حدوث الانزلاق الأول.

Unstressed prestressing steel is sometimes used as integrity reinforcement in precast concrete structures; however, there are limited data available regarding the bond length required to ensure development of the yield strength of the reinforcement (Salmons and McCrate 1977).

أحياناً يتم استخدام الفولاذ المضاد للإجهاد المسبق كتسليح للسلامة في الهياكل الخرسانية مسبقة الصب؛ ومع ذلك، هناك بيانات محدودة متاحة فيما يتعلق بطول الروابط المطلوبة لضمان تثبيت قوة خضوع التسليح (Salmons و McCrate 1977).

CODE

الكود

25.4.8.1 Development length ℓ_d of pretensioned sevenwire strands in tension shall be in accordance with (a) and (b):

25.4.8.1 طول التثبيت ℓ_d يجب أن تكون خيوط السبائك السبعة المضلعة في الشد وفقاً لـ (أ) و (ب):

$$(a) \ell_d = \left(\frac{f_{se}}{21} \right) d_b + \left(\frac{f_{ps} - f_{se}}{7} \right) d_b \quad (25.4.8.1)$$

(b) If bonding of a strand does not extend to end of member, and design includes tension at service loads

(ب) إذا لم يمتد ربط الكابل إلى طرف العضو ، ويشمل التصميم شداً في أحمال الخدمة

25.4.8.2 Seven-wire strand shall be bonded at least ℓ_d beyond the critical section except as provided in 25.4.8.3.

25.4.8.2 يجب ربط الكابل السبعة على الأقل بعد ℓ_d خارج المقطع الحرج باستثناء ما هو منصوص عليه في 25.4.8.3.

25.4.8.3 Embedment less than ℓ_d shall be permitted at a section of a member, provided the design strand stress at that section does not exceed values obtained from the bilinear relationship defined by Eq. (25.4.8.1).

25.4.8.3 يجب أن يسمح بالتعويض أقل من ℓ_d في مقطع من عضو ما ، بشرط ألا يتجاوز إجهاد كابل التصميم في ذلك المقطع القيم التي تم الحصول عليها من العلاقة الثنائية المحددة بواسطة المعادل. (25.4.8.1).

COMMENTARY

التعليق

R25.4.8.1 The first term in Eq. (25.4.8.1) represents the transfer length of the strand, that is, the distance over which the strand should be bonded to the concrete to develop the effective prestress in the prestressing steel, f_{se} . The second term represents the additional length over which the strand should be bonded so that the stress in the prestressing steel at nominal strength of the member, f_{ps} , may develop.

R25.4.8.1 المصطلح الأول في المعادلة. (25.4.8.1) يمثل طول نقل الكابل، أي المسافة التي ينبغي ربط الخصلة فيها بالخرسانة من أجل تثبيت الإجهاد الفعال في الفولاذ المطاوع، f_{se} . أما المصطلح الثاني فيمثل الطول الإضافي الذي يجب ربط الخصلة به حتى يمكن أن يحدث الإجهاد في فولاذ الإجهاد المسبق بالقوة الاسمية للعضو، f_{ps} .

Exploratory tests (Kaar and Magura 1965) that studied the effect of debonded strand (bond not permitted to extend to the ends of members) on performance of pretensioned

الاختبارات الاستكشافية (Kaar and Magura 1965) التي درست تأثير الكابل debonded strand (السند غير المسموح به أن يمتد إلى نهايات الأعضاء) على أداء الشداند

R25.4.8.3 Figure R25.4.8.3 shows the relationship between steel stress and the distance over which the strand is bonded to the concrete represented by Eq. (25.4.8.1). This idealized variation of strand stress may be used for analyzing sections within the development region (Martin and Korkosz 1995; PCI MNL 120). The expressions for transfer length and for the additional bonded length necessary to develop an increase in stress of $(f_{ps} - f_{se})$ are based on tests of members prestressed with clean, 6.4, 9.5, and 12.7 mm. diameter strands for which the maximum value of f_{ps} was 1900 MPa (Kaar and Magura 1965; Hanson and Kaar 1959; Kaar et al. 1963).

R25.4.8.3 يبين الشكل R25.4.8.3 العلاقة بين إجهاد الصلب والمسافة التي ترتبط بها كابل بالخرسانة الممثلة بمعيار. (25.4.8.1). يمكن استخدام هذا التغير المثالي في إجهاد الانفعال في تحليل الأجزاء داخل منطقة التثبيت (Martin and Korkosz 1995; PCI MNL 120). تعتمد التعبيرات الخاصة بطول النقل والطول الإضافي اللازم لتثبيت زيادة في ضغط $(f_{ps} - f_{se})$ على اختبارات الأعضاء المضغوطة بالإجهاد بقطر 4، 9.5، 12.7 mm. حيث بلغت القيمة القصوى للشيخ 1900 fps مجاباسكال (Kaar and Magura 1965; Hanson and Kaar 1959; Kaar et al 1963).

CODE الكود

25.4.9 Development of deformed bars and deformed wires in compression

25.4.9 تثبيت القضبان المحلزنة والأسلاك المحلزنة في الانضغاط

25.4.9.1 Development length ℓ_{dc} for deformed bars and deformed wires in compression shall be the greater of (a) and (b)

- (a) Length calculated in accordance with 25.4.9.2
(b) 200mm.

25.4.9.1 يكون طول التثبيت للحواجز المحلزنة والأسلاك المحلزنة في الضغط أكبر من (أ) و (ب).

(أ) الطول المحسوب وفقاً للرقم 25.4.9.2
(ب) 200mm

25.4.9.2 ℓ_{dc} shall be the greater of (a) and (b), using the modification factors of 25.4.9.3:

25.4.9.2 يجب أن يكون أكبر من (a) و (b) ، باستخدام عوامل التعديل من 25.4.9.3

$$(a) \left(\frac{0.24 f_y \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

$$(b) 0.043 f_y \psi_r d_b$$

25.4.9.3 For the calculation of ℓ_{dc} , modification factors shall be in accordance with Table 25.4.9.3, except ψ_r shall be permitted to be taken as 1.0

25.4.9.3 لحساب ℓ_{dc} ، يجب أن تكون عوامل التعديل طبقاً للجدول 25.4.9.3 ، ما عدا أنه يجب السماح بـ 1

COMMENTARY التعليق

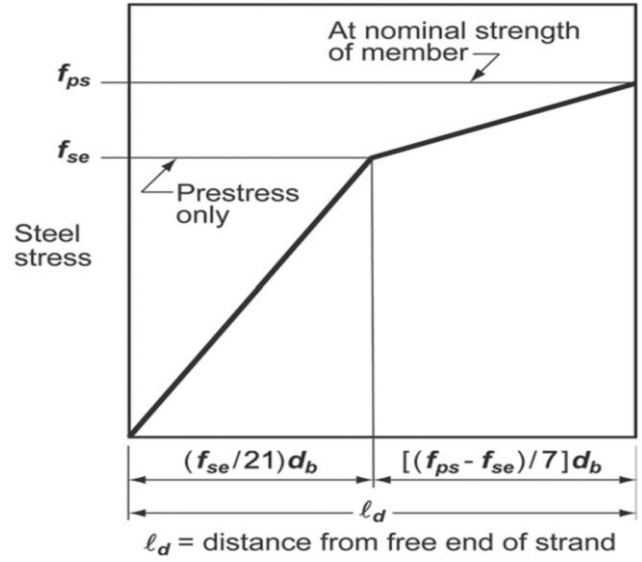


Fig. R25.4.8.3—Idealized bilinear relationship between steel stress and distance from the free end of strand.

R25.4.9 Development of deformed bars and deformed wires in compression

R25.4.9 تثبيت القضبان المحلزنة والأسلاك المحلزنة في الانضغاط

R25.4.9.1 The weakening effect of flexural tension cracks is not present for bars and wires in compression, and usually end bearing of the bars on the concrete is beneficial. Therefore, shorter development lengths are specified for compression than for tension.

R25.4.9.1 لا يكون التأثير الضعيف لشقوق الشد للانحناء متاحاً للقضبان والأسلاك في الانضغاط ، وعادة ما يكون تأثير نهاية القضبان على الخرسانة مفيداً. لذلك ، يتم تحديد أطوال تثبيت أقصر للضغط من الشد.

R25.4.9.2 The constant 0.043 has units of mm^2/N . The term λ is provided in the expression for development in 25.4.9.2 recognizing that there are no known test data on compression development in lightweight concrete but that splitting is more likely in lightweight concrete.

R25.4.9.2 يحتوي الثابت 0.043 على وحدات mm^2/N . تم توفير المصطلح λ في التعبير للتثبيت في 25.4.9.2 مع الاعتراف بعدم وجود بيانات اختبار معروفة حول تثبيت الضغط في الخرسانة خفيفة الوزن ولكن هذا التقسيم يكون أكثر احتمالاً في الخرسانة خفيفة الوزن.

R25.4.9.3 The development length may be reduced 25 percent when the reinforcement is enclosed within closely spaced spirals, ties, or hoops

R25.4.9.3 قد يتم تخفيض طول التثبيت بنسبة 25 في المائة عندما يكون التسليح محاطاً بحلقات أو روابط أو أطواق متقاربة المسافات

Table 25.4.9.3—Modification factors for deformed bars and wires in compression

Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight λ	Lightweight concrete	0.75
	Lightweight concrete, if f_{ct} is specified	In accordance with 19.2.4.3
	Normalweight concrete	1.0
Confining reinforcement ψ_r	Reinforcement enclosed within (1), (2), (3), or (4): (1) a spiral (2) a circular continuously wound tie with $d_b \geq 6$ mm and pitch 100 mm (3) No. 13 bar or MD130 wire ties in accordance with 25.7.2 spaced ≤ 100 mm on center (4) hoops in accordance with 25.7.4 spaced ≤ 100 mm on center	0.75
	Other	1.0

25.4.10 Reduction of development length for excess reinforcement

25.4.10 تقليل طول التثبيت لزيادة التسليح

25.4.10.1 Reduction of development lengths defined in 25.4.2.1(a), 25.4.3.1(a), 25.4.6.1(a), 25.4.7.1(a), and 25.4.9.1(a) shall be permitted by use of the ratio $(A_{s,required})/(A_{s,provided})$, except where prohibited by 25.4.10.2. The modified development lengths shall not be less than the respective minimums specified in 25.4.2.1(b), 25.4.3.1(b), 25.4.3.1(c), 25.4.6.1(b), 25.4.7.1(b), and 25.4.9.1(b).

25.4.10.1 يُسمح بتخفيض أطوال التثبيت المحددة في 25.4.2.1 (أ) و 25.4.3.1 (أ) و 25.4.6.1 (أ) و 25.4.7.1 (أ) و 25.4.9.1 (أ) باستخدام النسبة (حسب المطلوب) / (كما هو مقدم) ، باستثناء الحالات المحظورة بموجب 25.4.10.2. يجب ألا تقل أطوال التثبيت المعدلة عن الحدود الدنيا المحددة في 25.4.2.1 (ب) و 25.4.3.1 (ب) و 25.4.3.1 (ج) و 25.4.6.1 (ب) و 25.4.7.1 (ب) و 25.4.9.1 (ب).

R25.4.10 Reduction of development length for excess Reinforcement

R25.4.10 تقليل طول التثبيت لزيادة التسليح

R25.4.10.1 A reduction in development length is permitted in limited circumstances if excess reinforcement is provided.

R25.4.10.1 يُسمح بالحد من طول التثبيت في ظروف محدودة إذا تم توفير تسليح زائد.

CODE

الكود

25.4.10.2 A reduction of development length in accordance with 25.4.10.1 is not permitted for (a) through (e).

- (a) At noncontinuous supports
- (b) At locations where anchorage or development for f_y is required
- (c) Where bars are required to be continuous
- (d) For headed and mechanically anchored deformed reinforcement
- (e) In seismic-force-resisting systems in structures assigned to Seismic Design Categories D, E, or F

25.4.10.2 لا يُسمح بالحد من طول التثبيت وفقاً للرقم 25.4.10.1 من (أ) إلى (هـ).
(أ) في دعم غير مستمر (ب) في الأماكن التي تتطلب إرساء أو تثبيت f_y (ج) عند الحاجة إلى أن تكون القضبان مستمرة (د) للحصول على تسليح محلزنة ترسيخ والميكانيكية (هـ) في أنظمة مقاومة الزلازل - المقاومة في الهياكل المخصصة لفئات التصميم الزلزالي من الفصول D أو E أو F

25.5—Splices

25.5.1 General

25.5 التوصيلات

25.5.1 عام

COMMENTARY

التعليق

R25.4.10.2 The excess reinforcement factor ($A_{s,required} / A_{s,provided}$), applicable to deformed bars without heads, is not applicable for headed bars where force is transferred through a combination of bearing at the head and bond along the bar. Concrete breakout due to bearing at the head was considered in developing the provisions of 25.4.4. Because the concrete breakout strength of a headed bar is a function of the embedment depth to the 1.5 power (refer to Eq. (17.4.2.2a)), a reduction in development length with the application of the excess reinforcement factor could result in a potential concrete breakout failure.

R25.4.10.2 لا ينطبق عامل التسليح الزائد (كما هو مطلوب / كما هو منصوص عليه) ، المطبق على القضبان المحلزنة دون رؤوس ، على القضبان الرأسية التي تنقل فيها القوة عبر مجموعة من تحمل في الرأس والرابطة على طول القضيب. تم النظر في اختراق الخرسانة بسبب تأثيره على الرأس عند تثبيت أحكام 25.4.4. نظراً لأن قوة الاختراق الخرسانية للقضيب المرتكز هي دالة لعمق الغرس إلى القدرة 1.5 (راجع المعادلة (17.4.2.2a)) ، يمكن أن يؤدي انخفاض طول التثبيت مع تطبيق عامل التسليح الزائد إلى احتمال فشل اختراق الخرسانة.

Where a flexural member is part of the seismic-force-resisting-system, loads greater than those anticipated in design may cause reversal of moment at supports; some positive reinforcement should be fully developed into the support. This anchorage is required to ensure ductile response in the event of serious overstress, such as from earthquake or blast. It is not sufficient to use more reinforcement at lower stresses.

عندما يكون العضو الالتواء جزءاً من نظام مقاومة القوى الزلزالي، فإن الأحمال الأكبر من تلك المتوقعة في التصميم قد تسبب انعكاساً للعزم عند الدعائم ؛ يجب تثبيت بعض التسليح الإيجابي بشكل كامل في الدعم. هذا التثبيت مطلوب لضمان استجابة مرنة في حالة الاجهاد الشديد، مثل الزلزال أو الانفجار. لا يكفي استخدام المزيد من التسليح في اجهادات أقل.

The reduction factor based on area is not to be used in those cases where anchorage development for full f_y is required. For example, the excess reinforcement factor does not apply for development of shrinkage and temperature reinforcement according to 24.4.3.4 or for development of reinforcement provided according to 8.7.4.2, 8.8.1.6, 9.7.7, and 9.8.1.6.

لا ينبغي استخدام عامل الاختزال المرتكز على المساحة في الحالات التي يتطلب فيها تثبيت الإرساء f_y . على سبيل المثال، لا ينطبق عامل التسليح الزائد على تثبيت تسليح الانكماش ودرجة الحرارة وفقاً لـ 24.4.3.4 أو لتثبيت التسليح المقدمة وفقاً لـ 8.7.4.2 ، و 8.8.1.6 ، و 9.7.7 ، و 9.8.1.6.

R25.5—Splices

25.5 التوصيلات

R25.5.1 Lap splice lengths of longitudinal reinforcement in columns should be calculated in accordance with 10.7.5, 18.7.4.3, and this section.

R25.5.1 أطوال التداخل من التسليح الطولي في الأعمدة يجب أن تحسب وفقاً لـ 10.7.5 ، و 18.7.4.3 ، وهذا القسم.

CODE

الكود

25.5.1.1 Lap splices shall not be permitted for bars larger than No. 36, except as provided in 25.5.5.3.

25.5.1.1 لا يجوز استخدام وصلات التداخل للقضبان الأكبر من رقم 36 ، باستثناء ما هو منصوص عليه في 25.5.5.3.

25.5.1.2 For contact lap splices, minimum clear spacing between the contact lap splice and adjacent splices or bars shall be in accordance with the requirements for individual bars in 25.2.1.

25.5.1.2 بالنسبة إلى وصلات التداخل ، يجب أن يكون الحد الأدنى من التباعد الواضح بين وصلات التداخل والتوصيلات المجاورة أو القضبان متوافقاً مع متطلبات القضبان الفردية في 25.2.1.

25.5.1.3 For noncontact splices in flexural members, the transverse center-to-center spacing of spliced bars shall not exceed the lesser of one-fifth the required lap splice length and 150mm.

25.5.1.3 في حالة عدم التوصليل في أعضاء الانثناء ، يجب ألا يتجاوز التباعد العرضي للمركز بين القضبان المتداخلة أقل من خمس طول التداخل المطلوب و 150 mm.

25.5.1.4 Reduction of development length in accordance with 25.4.10.1 is not permitted in calculating lap splice lengths.

25.5.1.4 لا يسمح بخفض طول التثبيت وفقاً لـ 25.4.10.1 في حساب أطوال التداخل.

25.5.1.5 Lap splices of bundled bars shall be in accordance with 25.6.1.7.

25.5.1.5 يجب أن تكون وصلات التداخل المجمعة متوافقة مع 25.6.1.7.

25.5.2 *Lap splice lengths of deformed bars and deformed wires in tension*

25.5.2 أطوال التداخل لتوصيلات من القضبان المحلزنة والأسلاك المحلزنة في الشد

COMMENTARY

التعليق

R25.5.1.1 Because of lack of adequate experimental data on lap splices of No. 43 and No. 57 bars in compression and in tension, lap splicing of these bar sizes is prohibited except as permitted in 25.5.5.3 for compression lap splices of No. 43 and No. 57 bars with smaller bars.

R25.5.1.1 بسبب الافتقار إلى بيانات تجريبية كافية على توصيلات التداخل من القضبان رقم 43 ورقم 57 في الضغط و الشد ، يُحظر إحكام الربط اللولبي لهذه الأحجام باستثناء ما هو مسموح به في 25.5.5.3 لتوصيلات التداخل رقم 43 ورقم 57 مع قضبان أصغر.

R25.5.1.3 If individual bars in noncontact lap splices are too widely spaced, an unreinforced section is created. Forcing a potential crack to follow a zigzag line (5-to-1 slope) is considered a minimum precaution. The 150 mm. maximum spacing is added because most research available on the lap splicing of deformed bars was conducted with reinforcement within this spacing.

R25.5.1.3 إذا كانت القضبان الفردية في توصيلات التداخل غير المتصلة موزعة على مسافات كبيرة جداً ، يتم إنشاء مقطع غير مدعوم. يُعتبر فرض شرح محتمل لاتباع خط متعرج (ميل 5 إلى 1) إجراء احتياطيًا على أقل تقدير. تم إضافة التباعد الأقصى البالغ 150 mm لأن معظم الأبحاث المتوفرة على التداخل اللولبي للقضبان المحلزنة أجريت مع التسليح ضمن هذه التباعد.

R25.5.1.4 The development length ℓ_d used to obtain lap length should be based on f_y because the splice classifications already reflect any excess reinforcement at the splice location; therefore, the factor from 25.4.10.1 for excess A_s should not be used.

R25.5.1.4 ينبغي أن يستند طول التثبيت المستخدم للحصول على طول التداخل على أساس f_y لأن تصنيفات التوصليل تعكس بالفعل أي تسليح زائد في موقع الوصلة ؛ لذلك ، فإن عامل من 25.4.10.1 عن فائض كما لا ينبغي أن تستخدم.

R25.5.2 *Lap splice lengths of deformed bars and deformed wires in tension*

R25.5.2 أطوال التداخل لتوصيلات للقضبان المحلزنة والأسلاك المحلزنة في الشد

CODE

الكود

25.5.2.1 Tension lap splice length ℓ_{st} for deformed bars and deformed wires in tension shall be in accordance with Table 25.5.2.1, where ℓ_d shall be in accordance with 25.4.2.1(a).

25.5.2.1 يجب أن يكون طول التداخل لتوصيلات للشد للقضبان المحلزنة والأسلاك المحلزنة في حالة شد وفقاً للجدول 25.5.2.1 ، حيث تكون ℓ_d وفقاً لـ 25.4.2.1 (a).

Table 25.5.2.1—Lap splice lengths of deformed bars and deformed wires in tension

$A_{s,provided}/A_{s,required}^{[1]}$ over length of splice	Maximum percent of A_s spliced within required lap length	Splice type	ℓ_{st}
≥ 2.0	50	Class A	Greater of: $1.0\ell_d$ and 300 mm
	100	Class B	Greater of: $1.3\ell_d$ and 300 mm
< 2.0	All cases	Class B	

^[1]Ratio of area of reinforcement provided to area of reinforcement required by analysis at splice location.

25.5.2.2 If bars of different size are lap spliced in tension, ℓ_{st} shall be the greater of ℓ_d of the larger bar and ℓ_{st} of the smaller bar.

25.5.2.2 إذا كانت القضبان ذات الأحجام المختلفة هي التداخل المترابطة في الشد ، يجب أن يكون أكبر من ℓ_d من القضيب الأكبر و ℓ_{st} من القضيب الأصغر.

25.5.3 Lap splice lengths of welded deformed wire reinforcement in tension

25.5.3 أطوال التداخل الطولية للأسلاك المحلزمة الملحومة في الشد

25.5.3.1 Tension lap splice length ℓ_{st} of welded deformed wire reinforcement in tension with cross wires within the lap splice length shall be the greater of $1.3\ell_d$ and 200 mm., where ℓ_d is calculated in accordance with 25.4.6.1(a), provided (a) and (b) are satisfied:

(a) Overlap between outermost cross wires of each reinforcement sheet shall be at least 50 mm.

(b) Wires in the direction of the development length shall all be deformed D31 or smaller

25.5.3.1 يجب أن يكون طول التداخل للشد في سلك التسليح الملحوم المشدود في الشد مع أسلاك متقاطعة ضمن طول التداخل يكون أكبر من $1.3\ell_d$ و 200 mm ، حيث يتم حساب ℓ_d وفقاً لـ 25.4.6.1 (a) ، بشرط (أ) و (ب) راضون:

(أ) يجب أن يكون التداخل بين الأسلاك الخارجية لكل صفائح تسليح 50 mm الأقل.

(ب) يجب أن تكون جميع الأسلاك في اتجاه طول التثبيت محلزنة من D31 أو أصغر

25.5.3.1.1 If 25.5.3.1(a) is not satisfied, ℓ_{st} shall be calculated in accordance with 25.5.2

25.5.3.1.1 إذا لم يتم استيفاء 25.5.3.1 (أ) ، يتم حسابها وفقاً لـ 25.5.2

COMMENTARY

التعليق

R25.5.2.1 Lap splices in tension are classified as Class A or B, with length of lap a multiple of the tensile development length ℓ_d calculated in accordance with 25.4.2.2 or 25.4.2.3. The two-level lap splice requirements encourage splicing bars at points of minimum stress and staggering splices to improve behavior of critical details. For the purpose of calculating ℓ_d for staggered splices, the clear spacing is taken as the minimum distance between adjacent splices, as illustrated in Fig. R25.5.2.1. The tension lap splice requirements encourage the location of splices away from regions of high tensile stress to locations where the area of steel provided is at least twice that required by analysis.

R25.5.2.1 تصنف توصيلا التداخل في الشد على أنها من الدرجة A أو B ، مع طول التداخل مضاعفة طول تثبيت الشد ℓ_d محسوبة وفقاً لـ 25.4.2.2 أو 25.4.2.3. وتشجع متطلبات لصق التداخل ذات المستويين على قضبان الربط عند نقاط الحد الأدنى من الشد والترابط المذهل لتحسين سلوك التفاصيل الدقيقة. لغرض حساب ℓ_d للتدابيط المتداخلة ، يتم أخذ التباعد الواضح على أنه المسافة الدنيا بين التتابعات المجاورة ، كما هو موضح في الشكل R25.5.2.1. تشجع متطلبات توصيلا التداخل على موقع التباين بعيداً عن مناطق الشد العالي الشد إلى الأماكن التي تكون فيها مساحة الفولاذ التي يتم توفيرها ضعف ما يتطلبه التحليل

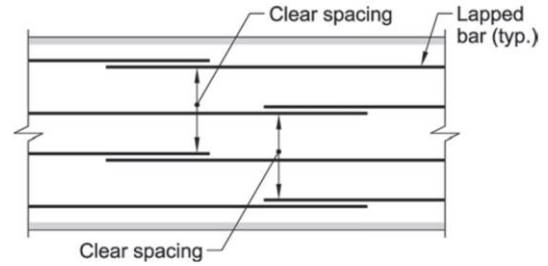


Fig. R25.5.2.1—Clear spacing of lap-spliced bars for determination of ℓ_d for staggered splices.

R25.5.3 Lap splice lengths of welded deformed wire reinforcement in tension

R25.5.3 أطوال التداخل الطولية للأسلاك المحلزمة الملحومة في الشد

R25.5.3.1 Splice provisions for welded deformed wire reinforcement are based on available tests (Lloyd and Kesler 1969). Lap splices for welded deformed wire reinforcement meeting the requirements of this provision and 25.5.3.1.1 are illustrated in Fig. R25.5.3.1. If no cross wires are within the lap length, the provisions for deformed wire apply.

R25.5.3.1 تستند أحكام التوصيل الخاصة بتسليح الأسلاك المحلزمة الملحومة إلى الاختبارات المتاحة (Lloyd and Kesler 1969). كما يوضح الشكل 25.5.3.1 التوصيلات المحلزمة لتسليح الملحومة بالأسلاك التي تلبى متطلبات هذا الحكم و 25.5.3.1.1. في حالة عدم وجود أسلاك متقاطعة في طول التداخل، تنطبق أحكام السلك المحلزن.

CODE
الكود

25.5.3.1.2 If 25.5.3.1(b) is not satisfied, ℓ_{st} shall be calculated in accordance with 25.5.4.

25.5.3.1.2 إذا لم يتم استيفاء 25.5.3.1 (ب) ، فإنه يتم حسابها وفقاً لـ 25.5.4.

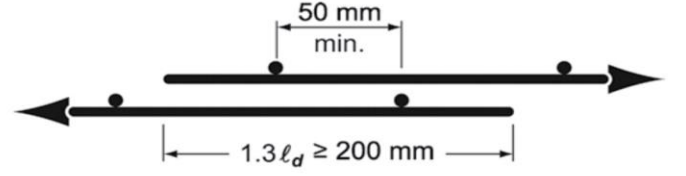
25.5.3.1.3 If the welded deformed wire reinforcement is zinc-coated (galvanized), ℓ_{st} shall be calculated in accordance with 25.5.4.

25.5.3.1.3 إذا كانت حديد التسليح المحلزن ملحومة بطبقة من الزنك (مجلفنة) ، يجب أن تحسب ℓ_{st} وفقاً لـ 25.5.4.

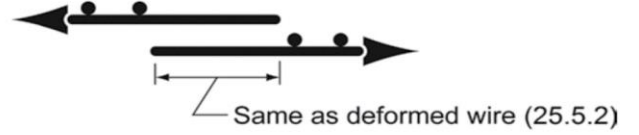
25.5.4 Lap splice lengths of welded plain wire reinforcement in tension

25.5.4 أطوال التداخل المحلزنة من أسلاك حديدية ملحومة في الشد

COMMENTARY
التعليق



(a) Section 25.5.3.1a



(b) Section 25.5.3.1.1

Fig. R25.5.3.1—Lap splices of welded deformed wire reinforcement.

R25.5.3.1.2 Where any plain wires, or deformed wires larger than D31, are present in the welded deformed wire reinforcement in the direction of the lap splice or where welded deformed wire reinforcement is lap spliced to welded plain wire reinforcement, the reinforcement should be lap spliced in accordance with the plain wire reinforcement lap splice requirements. Deformed wire larger than D31 is treated as plain wire because tests show that D45 wire will achieve only approximately 60 percent of the bond strength in tension given by Eq. (25.4.2.3a) (Rutledge and DeVries 2002).

R25.5.3.1.2 عندما يكون أي أسلاك عادية أو أسلاك محلزنة أكبر من D31 ، موجودة في تسليح الأسلاك المحلزنة الملحومة في اتجاه وصلة التداخل أو عندما تكون التداخل المحلزنة الملحومة هي لولبية موصولة بتسليح سلكية عادية ملحومة ، يجب أن تكون التسليح التداخل تقسم وفقاً لمتطلبات التداخل لسلك عادي. يتم التعامل مع الأسلاك المحلزنة الأكبر من D31 كسلك عادي لأن الاختبارات تظهر أن سلك D45 سيحقق فقط حوالي 60 في المائة من قوة الربط في الشد المعطى بواسطة Eq. (25.4.2.3a) (Rutledge and DeVries 2002).

R25.5.4 Lap splice lengths of welded plain wire reinforcement in tension

R25.5.4 أطوال التداخل المحلزنة من أسلاك حديدية ملحومة في الشد

CODE

الكود

25.5.4.1 Tension lap splice length ℓ_{st} of welded plain wire reinforcement in tension between outermost cross wires of each reinforcement sheet shall be at least the greatest of (a) through (c):

25.5.4.1 يجب أن يكون طول لصق التداخل للشد في سلك التسليح العادي الملحوم في الشد بين الأسلاك الخارجية الأبعد لكل صفائح تسليح على الأقل من (أ) إلى (ج):

- (a) $s + 50 \text{ mm}$.
- (b) $1.5\ell_d$
- (c) 150mm.

where s is the spacing of cross wires and ℓ_d is calculated in accordance with 25.4.7.2(b).

حيث s هي التباعد بين الأسلاك المتقاطعة ويتم حساب ℓ_d وفقاً لـ 25.4.7.2(b).

25.5.4.2 If $A_{s,provided}/A_{s,required} \geq 2.0$ over the length of the splice, ℓ_{st} measured between outermost cross wires of each reinforcement sheet shall be permitted to be the greater of (a) and (b).

25.5.4.2 في حالة ما إذا كان ، $A_{s,provided}/A_{s,required} \geq 2.0$ على طول الوصلة ، فيُسمح للقياس بين الأسلاك الخارجية الأبعد لكل صفيحة تسليح بأن يكون أكبر من (a) و (b).

- (a) $1.5\ell_d$
- (b) 50 mm.

where ℓ_d is calculated by 25.4.7.2(b).

حيث يتم حساب ℓ_d بواسطة 25.4.7.2(b).

COMMENTARY

التعليق

R25.5.4.1 The strength of lap splices of welded plain wire reinforcement is dependent primarily on the anchorage obtained from the cross wires rather than on the length of wire in the splice. For this reason, the lap is specified in terms of overlap of cross wires (in inches) rather than in wire diameters or length. The 50mm. additional lap required is to provide adequate overlap of the cross wires and to provide space for satisfactory consolidation of the concrete between cross wires. Research (Lloyd 1971) has shown an increased splice length is required when welded wire reinforcement of large, closely spaced wires is lapped and, as a consequence, additional splice length requirements are provided for this reinforcement in addition to an absolute minimum of 150 mm. Splice requirements are illustrated in Fig. R25.5.4.1. If $A_{s,provided}/A_{s,required} \geq 2$ over the length of the splice, ℓ_{st} can be determined from 25.5.4.2

R25.5.4.1 تعتمد قوة تماسك التداخل في تسليح الأسلاك العادية الملحومة في المقام الأول على التثبيت التي تم الحصول عليها من الأسلاك المتقاطعة بدلاً من طول السلك في الوصلة. لهذا السبب ، يتم تحديد التداخل من حيث تداخل الأسلاك المتقاطعة (بال بوصة) بدلاً من الأقطار أو الطول. التداخل الإضافية 50mm المطلوبة هي توفير التداخل الكافي للأسلاك العرضية وتوفير مساحة لدمج الخرسانة بين الأسلاك. وقد أظهرت الأبحاث (Lloyd 1971) مطلوب زيادة طول التداخل عندما يتم لف السلك الملحومة من الأسلاك الكبيرة والمتباعدة عن كثب ، ونتيجة لذلك ، يتم توفير متطلبات إضافية طول التداخل لهذا التسليح بالإضافة إلى الحد الأدنى المطلق من 150 mm. يتم توضيح متطلبات التداخل في الشكل R.5.5.4.1. إذا كانت $A_{s,provided}/A_{s,required} \geq 2$ من 25.5.4.2

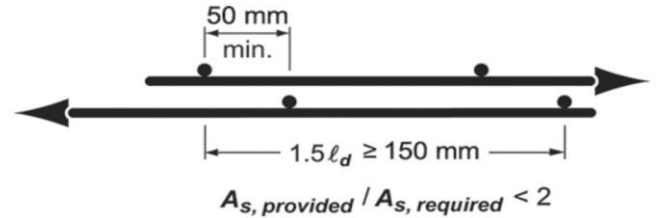
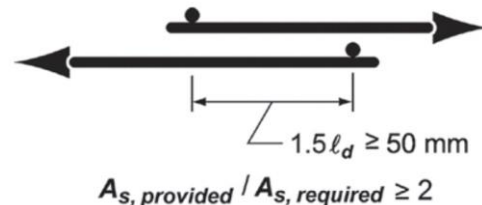


Fig. R25.5.4.1—Lap splices of plain welded wire reinforcement where $A_{s, provided}/A_{s, required} < 2$.

R25.5.4.2 Where $A_{s,provided}/A_{s,required} \geq 2$, the lap splice for plain welded wire reinforcement is illustrated in Fig. R25.5.4.2

R25.5.4.2 أينما هو ، بشرط أن يكون $A_{s,provided}/A_{s,required} \geq 2$ ، كما هو مطلوب ، كما هو مبين في التداخل R45.5.4.2 التداخل لتدعيم الأسلاك الملحومة عادي.



CODE

الكود

25.5.5 Lap splice lengths of deformed bars in compression

25.5.5 أطوال التداخل للقضبان المحلزنة في الانضغاط

25.5.5.1 Compression lap splice length ℓ_{sc} of No. 36 or smaller deformed bars in compression shall be calculated in accordance with (a) or (b):

- (a) For $f_y \leq 420$ MPa: ℓ_{sc} is the greater of $0.071f_y d_b$ and 300 mm.
(b) For $f_y > 420$ MPa: ℓ_{sc} is the greater of $(0.013f_y - 24) d_b$ and 300 mm.

25.5.5.1 يحسب طول التداخل المضغوطة لطول القضبان رقم 36 أو الأصغر حجماً في الانضغاط وفقاً لـ (أ) أو (ب):
(أ) بالنسبة لـ $f_y \leq 420$ MPa: ℓ_{sc} أكبر من $0.071 f_y d_b$ و 300 mm.
(ب) بالنسبة لسمة $f_y > 420$ MPa: ℓ_{sc} أكبر من $13(0.013 f_y - 24) d_b$ و 300 mm.

For $f_c' < 21$ MPa, the length of lap shall be increased by one-third.

بالنسبة إلى $f_c' < 21$ MPa ، يجب زيادة طول التداخل بمقدار الثلث.

25.5.5.2 Compression lap splices shall not be used for bars larger than No. 36, except as permitted in 25.5.5.3.

25.5.5.2 لا يجوز استخدام وصلات التداخل المضغوطة للقضبان الأكبر من رقم 36 ، باستثناء ما هو مسموح به في 25.5.5.3.

25.5.5.3 Compression lap splices of No. 43 or No. 57 bars to No. 36 or smaller bars shall be permitted and shall be in accordance with 25.5.5.4.

25.5.5.3 يجب أن يسمح التداخل الانضغاطية من القضبان رقم 43 أو رقم 57 إلى الرقم 36 أو القضبان الأصغر ويكون وفقاً لـ 25.5.5.4.

25.5.5.4 Where bars of different size are lap spliced in compression, ℓ_{sc} shall be the greater of ℓ_{dc} of larger bar calculated in accordance with 25.4.9.1 and ℓ_{sc} of smaller bar calculated in accordance with 25.5.5.1 as appropriate.

25.5.5.4 عندما تكون القضبان ذات الأحجام المختلفة هي التداخل المترابطة في الانضغاط ، يجب أن تكون ℓ_c أكبر من ℓ_{cc} من قضيب أكبر تم حسابها وفقاً لـ 25.4.9.1 و ℓ_{sc} للقضيب الصغير المحسوب وفقاً لـ 25.5.5.1 حسب الاقتضاء.

COMMENTARY

التعليق

R25.5.5 Lap splice lengths of deformed bars in compression—Bond research has been primarily related to bars in tension. Bond behavior of compression bars is not complicated by the problem of transverse tension cracking and thus compression splices do not require provisions as strict as those specified for tension splices. Lap splice requirements particular to columns are provided in Chapter 10.

R25.5.5 أطوال التداخل المحلزنة للقضبان المحلزنة في الانضغاط - كانت أبحاث السندات مرتبطة أساساً بالقضبان في الشد. لا يتم تعقيد سلوك الترابط من قضبان ضغط من قبل مشكلة تكسير الشد العرضي ، وبالتالي لا تتطلب تشابكات الضغط أحكام صارمة مثل تلك المحددة للشد الشدي. يتم توفير متطلبات التداخل خاصة بالأعمدة في الفصل 10.

R25.5.5.1 Tests (ACI Committee 408 1966; Pfister and Mattock 1963) have shown that splice strengths in compression depend considerably on end bearing and do not increase proportionally in strength when the splice length is doubled. Accordingly, for specified yield strengths above 420 MPa, compression lap lengths are significantly increased.

R25.5.5.1 أظهرت الاختبارات (لجنة ACI 408 1966 ؛ Pfister و Mattock 1963) أن نقاط القوة في الانضغاط تعتمد بشكل كبير على المحمل النهائي ولا تزيد زيادة في القوة عند تضاعف طول الوصلة. وبناءً على ذلك ، بالنسبة لنقاط قوة الخضوع المحددة فوق 420 ميغاباسكال ، تزداد بشكل كبير أطوال التداخل المضغوطة.

R25.5.5.3 Lap splices are generally prohibited for No. 43 or No. 57 bars. For compression only, however, lap splices are permitted between No. 43 or No. 57 bars and No. 36 or smaller bars.

R25.5.5.3 يُحظر عادةً استخدام التوصيلات والتداخل للرموز 43 أو رقم 57. بالنسبة للضغط فقط ، مع ذلك ، يُسمح بتوصيل التداخل بين القضبان 43 أو رقم 57 ورقم 36 أو القضبان الأصغر.

CODE الكود

25.5.6 End-bearing splices of deformed bars in compression

25.5.6 توصيلات حاملة للأطراف المحلزنة في الانضغاط

25.5.6.1 For bars required for compression only, transmission of compressive stress by end bearing of square-cut ends held in concentric contact by a suitable device shall be permitted.

25.5.6.1 بالنسبة للقضبان المطلوبة للضغط فقط ، يجب السماح بنقل الإجهاد الانضغاطي من خلال طرف نهايات مربعة الشكل ممسكة بملازمة متحدة المركز بواسطة جهاز مناسب.

25.5.6.2 End-bearing splices shall be permitted only in members containing closed stirrups, ties, spirals, or hoops.

25.5.6.2 لا يسمح بالقطع الداخلية الحاملة إلا في الأعضاء التي تحتوي على كانات مغلفة أو روابط أو حلزونات أو أطواق.

25.5.6.3 Bar ends shall terminate in flat surfaces within 1.5 degrees of a right angle to the axis of the bars and shall be fitted within 3 degrees of full bearing after assembly.

25.5.6.3 تنتهي أطراف القضبان بالأسطح المسطحة بزاوية قدرها 1.5 درجة من الزاوية اليمنى إلى محور القضبان ، ويتم تركيبها في 3 درجات من المحمل الكامل بعد التجميع.

25.5.7 Mechanical and welded splices of deformed bars in tension or compression

25.5.7 التوصيلات الميكانيكية والملحومة للقضبان المحلزنة في الشد أو الانضغاط

25.5.7.1 A mechanical or welded splice shall develop in tension or compression, as required, at least $1.25f_y$ of the bar

25.5.7.1 يجب أن يحدث لصق ميكانيكي أو ملحوم بالشد أو الانضغاط ، على النحو المطلوب ، على الأقل $1.25f_y$ من القضيب

COMMENTARY التعليق

R25.5.6 End-bearing splices of deformed bars in compression

R25.5.6 توصيل طرفي من الحواف المحلزنة في الانضغاط

R25.5.6.1 Experience with end-bearing splices has been almost exclusively with vertical bars in columns. If bars are significantly inclined from the vertical, attention is required to ensure that adequate end-bearing contact can be achieved and maintained.

R25.5.6.1 كانت الخبرة مع التوصيلات الحاملة نهائياً حصراً تقريباً بقضبان عمودية في الأعمدة. إذا كانت الأعمدة مائلة بشكل كبير من الوضع الرأسي ، فيجب الانتباه إلى أنه يمكن تحقيق الاتصال الكافي بالحامل النهائي والمحافظة عليه.

R25.5.6.2 This limitation ensures a minimum shear resistance in sections containing end-bearing splices.

R25.5.6.2 يضمن هذا القيد أدنى مقاومة للقص في مقاطع تحتوي على وصلات طرفية.

R25.5.6.3 These tolerances represent practice based on tests of full-size members containing No. 57 bars.

R25.5.6.3 تمثل هذه التفاوتات ممارسة قائمة على اختبارات لأعضاء بالحجم الكامل تحتوي على قضبان 57.

R25.5.7 Mechanical and welded splices of deformed bars in tension or compression—The 2014 Code eliminated mechanical and welded splices with strengths less than $1.25f_y$. With the elimination of these mechanical and welded splices, the term “full” was deleted in reference to mechanical and welded splices that develop at least $1.25f_y$.

R25.5.7 الوصلات الميكانيكية والملحومة للقضبان المحلزنة في الشد أو الانضغاط - ألغى كود 2014 الغرس الميكانيكية والملحومة بقوة تقل عن $1.25f_y$ بعد إزالة هذه الوصلات الميكانيكية والملحومة ، تم حذف المصطلح "كامل" في إشارة إلى التقاطعات الميكانيكية والملحومة التي تثبت على الأقل $1.25f_y$.

R25.5.7.1 The maximum reinforcement stress used in design under the Code is the specified yield strength. To ensure sufficient strength in splices so that yielding can be achieved in a member and thus brittle failure avoided, the 25 percent increase above the specified yield strength was selected as both an adequate minimum for safety and a practicable maximum for economy. A welded splice is primarily intended for large bars (No. 19 and larger) in main members. The tensile strength requirement of 125 percent of specified yield strength is intended to provide sound welding that is also adequate for compression. While direct butt welds are not required, AWS D1.4 states that wherever practical, direct butt welds are preferable for No. 22 bars and larger

CODE

الكود

25.5.7.2 Welding of reinforcing bars shall conform to **26.6.4**.

25.5.7.2 يجب أن يكون اللحام من قضبان التسليح مطابقة لـ **26.6.4**.

25.5.7.3 Mechanical or welded splices need not be staggered except as required by 25.5.7.4.

25.5.7.3 لا يلزم أن تكون الترابطات الميكانيكية أو الملحومة متداخلة باستثناء ما يتطلبه الأمر **25.5.7.4**.

25.5.7.4 Splices in tension tie members shall be made with a mechanical or welded splice in accordance with 25.5.7.1. Splices in adjacent bars shall be staggered at least 750 mm

25.5.7.4 يجب أن يتم التوصيل في تداخل أربطة الشد مع لصق ميكانيكي أو ملحوم طبقاً لـ **25.5.7.1**. تكون الوصلات في الأعمدة المجاورة متداخلة على الأقل **750 mm**

COMMENTARY

التعليق

R25.5.7.1 الحد الأقصى لضغط التسليح المستخدم في التصميم بموجب الكود هو مقاومة الخضوع المحددة. لضمان قوة كافية في التوصيلات بحيث يمكن تحقيق الخضوع في العضو وبالتالي تجنب الفشل الهش ، تم اختيار الزيادة بنسبة 25 بالمائة فوق مقاومة الخضوع كحد أدنى مناسب للسلامة وأقصى حد ممكن عملياً للاقتصاد. إن التداخل الملحوظ مخصص في المقام الأول للقضبان الكبيرة (رقم 19 وأكبر) في الأعضاء الرئيسيين. يقصد بمتطلبات قوة الشد التي تبلغ 125٪ من مقاومة الخضوع توفير لحام مناسب أيضاً للضغط. في حين أن اللحامات المباشرة غير مطلوبة ، فإن AWS D1.4 تنص على أنه ، حيثما كان عملياً ، يفضل لحام اللحامات المباشرة على الرقاقة رقم 22 وأكبر.

R25.5.7.3 Although mechanical and welded splices need not be staggered, staggering is encouraged and may be necessary for constructibility to provide enough space around the splice for installation or to meet the clear spacing requirements.

R25.5.7.3 على الرغم من أن التقاطعات الميكانيكية والملحومة لا ينبغي أن تكون متداخلة ، إلا أنه يتم تشجيع التمايل وقد يكون من الضروري أن يوفر البناء مساحة كافية حول الوصلة للتثبيت أو لتلبية متطلبات المبادعة الواضحة.

R25.5.7.4 A tension tie member has the following characteristics: member having an axial tensile force sufficient to create tension over the cross section; a level of stress in the reinforcement such that every bar should be fully effective; and limited concrete cover on all sides. Examples of members that may be classified as tension ties are arch ties, hangers carrying load to an overhead supporting structure, and main tension elements in a truss. In determining if a member should be classified as a tension tie, consideration should be given to the importance, function, proportions, and stress conditions of the member related to the above characteristics. For example, a usual large circular tank, with many bars and with splices well staggered and widely spaced, should not be classified as a tension tie member, and Class B splices may be used.

R25.5.7.4 يكون لعضو ربط الشد الخصائص التالية: العضو الذي لديه قوة شد محورية كافية لتوليد شد فوق المقطع العرضي ؛ مستوى من الإجهاد في التسليح بحيث يكون كل قضيب فعال بشكل كامل ؛ والغطاء الخرساني المحدود من جميع الجهات. أمثلة على الأعضاء التي يمكن تصنيفها على أنها روابط شد هي روابط قوسية، الشماعات تحمل الاحمال إلى الهيكل الداعم العلوي، وعناصر الشد الرئيسية في الجمالون. عند تحديد ما إذا كان يجب تصنيف العضو على أنه شد، يجب مراعاة الأهمية والوظيفة والنسب وظروف الإجهاد للعضو فيما يتعلق بالخصائص المذكورة أعلاه. على سبيل المثال، لا ينبغي تصنيف خزان دائري كبير معتاد، يحتوي على العديد من القضبان والترابطات بشكل جيد ومتباعد على مسافات واسعة، كعضو ربط الشد، ويمكن استخدام وصلات الفئة B.

CODE

الكود

25.6—Bundled reinforcement

25.6.1 Nonprestressed reinforcement

25.6.1.1 Groups of parallel reinforcing bars bundled in contact to act as a unit shall be limited to four in any one bundle.

25.6 - حزمة التسليح

25.6.1 تسليح غير مسبِق الشد

25.6.1.1 يجب أن تقتصر مجموعات من قضبان التسليح الموازية التي يتم وصلها للعمل كوحدة على أربعة في أي حزمة واحدة

25.6.1.2 Bundled bars shall be enclosed within transverse reinforcement. Bundled bars in compression members shall be enclosed by transverse reinforcement at least No. 13 in size.

25.6.1.2 يجب وضع القضبان الحزمة داخل التسليح العرضي. يجب وضع القضبان الحزمة في أعضاء الضغط عن طريق التسليح العرضي على الأقل رقم 13 في الحجم

25.6.1.3 Bars larger than a No. 36 shall not be bundled in beams.

25.6.1.3 يجب ألا تكون القضبان الأكبر من رقم 36 حزمة في الكمر.

25.6.1.4 Individual bars within a bundle terminated within the span of flexural members shall terminate at different points with at least $40d_b$ stagger.

25.6.1.4 تنتهي القضبان الفردية داخل مجموعة تنتهي في نطاق أعضاء الانثناء في نقاط مختلفة مع ما لا يقل عن $40d_b$ بميل.

25.6.1.5 Development length for individual bars within a bundle, in tension or compression, shall be that of the individual bar, increased 20 percent for a three-bar bundle, and 33 percent for a four-bar bundle.

25.6.1.5 يكون طول التثبيت للقضبان الفردية ضمن حزمة ، في الشد أو الانضغاط ، من طول القضيب الفردي ، ويزيد بنسبة 20٪ لحزمة بثلاث قضبان ، و 33٪ لحزمة ذات أربعة قضبان.

COMMENTARY

التعليق

R25.6—Bundled reinforcement

R25.6.1 Nonprestressed reinforcement

R25.6.1.1 The Code phrase “bundled in contact to act as a unit” is intended to preclude bundling more than two bars in the same plane. Typical bundle shapes in cross section are triangular, L-shaped, or square-shaped patterns for three- or four-bar bundles. As a practical caution, bundles more than one bar deep in the plane of bending should not be hooked or bent as a unit. Where end hooks are required, it is preferable to stagger the individual bar hooks within a bundle.

R25.6 - حزمة التسليح

R25.6.1 تسليح غير مسبِق الشد

R25.6.1.1 يقصد بعبارة الكود "الحزمة عند الاتصال للعمل كوحدة" منع تجميع أكثر من قضيبين في نفس المستوى. الأشكال النموذجية للحزم في المقطع العرضي هي أشكال مثلثة أو على شكل حرف L أو مربعة الشكل لحزم ثلاثية أو أربعة قضبان. كحذر عملي ، يجب ألا يتم ربط أو دمج الحزم التي يزيد عمقها عن أكثر من عمود واحد في مستوى الانحناء كوحدة واحدة. عندما تكون هناك حاجة لخطافات نهاية ، فمن الأفضل أن ترتب خطافات القضيب الفردية داخل الحزمة.

R25.6.1.3 A limitation that bars larger than No. 36 not be bundled in beams is a practical limit for application to building size members. (AASHTO LRFDUS permits two-bar bundles for No. 43 and No. 57 bars in bridge girders.) Conformance to the crack control requirements of 24.3 will effectively preclude bundling of bars larger than No. 36 as tension reinforcement.

R25.6.1.3 يشكل تقييد القضبان الأكبر من رقم 36 غير حزمة في الكمر حدوداً عملية للتطبيق على أعضاء حجم المبنى. (AASHTO LRFDUS تسمح بتعبئة الحزمتين لقضيبين 43 و No. 57 في كمرات الجسر). التوافق مع متطلبات التحكم في التشقق 24.3 سوف يمنع بشكل فعال تجميع القضبان الأكبر من رقم 36 كتسليح للشد

R25.6.1.4 Bond research (ACI Committee 408 1966) has shown that bar cutoffs within bundles should be staggered.

R25.6.1.4 وقد أظهرت أبحاث الروابط (لجنة 408 1966 ACI) أنه ينبغي أن يتم تقطيع قضيب القطع داخل الحزم.

R25.6.1.5 An increased development length for individual bars is required when three or four bars are bundled together. The extra extension is needed because the grouping makes it more difficult to mobilize bond resistance from the core between the bars. The development of bundled bars by a standard hook of the bundle is not covered by the provisions of 25.4.3

R25.6.1.5 مطلوب زيادة طول التثبيت للقضبان الفردية عند تجميع ثلاثة أو أربعة قضبان معاً. هناك حاجة للتمديد الإضافي لأن التجميع يجعل من الأصعب تعبئة مقاومة الربط من النواة بين القضبان. لا تغطي أحكام 25.4.3 تثبيت قضبان الحزمة بواسطة خطاف قياسي من الحزمة

CODE

الكود

25.6.1.6 A unit of bundled bars shall be treated as a single bar with an area equivalent to that of the bundle and a centroid coinciding with that of the bundle. The diameter of the equivalent bar shall be used for d_b in (a) through (e):

- (a) Spacing limitations based on d_b
- (b) Cover requirements based on d_b
- (c) Spacing and cover values in 25.4.2.2
- (d) Confinement term in 25.4.2.3

25.6.1.6 تعامل وحدة من القضبان الحزمة على شكل قضيب واحد مع مساحة مساوية لتلك الحزمة من النقطة الوسطى وتتزامن مع تلك المجموعة من الحزمة. يجب استخدام قطر القضيب المقابل d_b من (أ) إلى (هـ):

- (أ) حدود المبعاد على أساس d_b
- (ب) متطلبات التغطية على أساس d_b
- (ج) قيم التباعد والغطاء في 25.4.2.2 (د) مدة الحصر في 25.4.2.3

25.6.1.7 Lap splices of bars in a bundle shall be based on the lap splice length required for individual bars within the bundle, increased in accordance with 25.6.1.5. Individual bar splices within a bundle shall not overlap. Entire bundles shall not be lap spliced.

25.6.1.7 يجب أن تستند التداخلات من الحزم في حزمة على طول التداخل المطلوبة للقضبان الفردية ضمن حزمة، زيادة وفقاً لـ 25.6.1.5. لا يجب أن تتداخل وصلات قضيب الفردية داخل حزمة. لا يجوز أن تكون الحزم الكاملة متشابكة.

25.6.2 Post-tensioning ducts

25.6.2.1 Bundling of post-tensioning ducts shall be permitted if shown that concrete can be satisfactorily placed and if provision is made to prevent the prestressing steel, when tensioned, from breaking through the duct.

25.6.2 قنوات ما بعد الشد

25.6.2.1 يجب أن يسمح بتجميع قنوات ما بعد الشد إذا تبين أن الخرسانة يمكن وضعها بشكل مرضي وإذا تم توفيرها لمنع التسليح مسبقة الإجهاد، عند الشد، من اختراق القناة.

COMMENTARY

التعليق

R25.6.1.6 Although splice and development lengths of bundled bars are a multiple of the diameter of the individual bars being spliced increased by 20 or 33 percent, as appropriate, it is necessary to use an equivalent diameter of the entire bundle derived from the equivalent total area of bars for determining the spacing and cover values in 25.4.2.2, the confinement term, $[(c_b + K_{tr})/d_b]$, in 25.4.2.3, and the ψ_e factor in 25.4.2.4. For bundled bars, bar diameter d_b outside the brackets in the expressions of 25.4.2.2 and of Eq. (25.4.2.3a) is that of a single bar.

R25.6.1.6 على الرغم من أن أطوال الوصلات وتثبيت حزمة القضبان هي مضاعفات لقطر القضبان الفردية التي يتم تقطيعها بنسبة 20 أو 33 في المائة، حسب الاقتضاء، من الضروري استخدام قطر مكافئ للحزمة بأكملها المشتقة من ما يعادل مجموع مساحة القضبان لتحديد التباعد وقيم الغطاء في 25.4.2.2، ومدة الحجز $[(c_b + K_{tr})/d_b]$ ، في 25.4.2.3، والعامل ψ_e في 25.4.2.4. للأعمدة الحزمة، قضيب القطر d_b خارج الأقواس في التعبيرات من 25.4.2.2 والمعادلة 25.4.2.3a هو قضيب واحد.

R25.6.1.7 The increased length of lap required for bars in bundles is based on the reduction in the exposed perimeter of the bars. Only individual bars are lap spliced along the bundle.

R25.6.1.7 يستند الطول الإضافي للتداخل المطلوب للأعمدة في الحزم على تقليل محيط الأعمدة المكشوفة. القضبان الفردية فقط هي التداخل تقسم على طول الحزمة.

R25.6.2 Post-tensioning ducts

R25.6.2.1 Where ducts for prestressing steel in a beam are arranged closely together vertically, provisions should be made to prevent the prestressing steel from breaking through the duct when tensioned. Horizontal arrangement of ducts should allow proper placement of concrete. A clear spacing of one and one-third times the nominal maximum size of the coarse aggregate, but not less than 25mm., has proven satisfactory. Where concentration of tendons or ducts tends to create a weakened plane in the concrete cover, reinforcement should be provided to control cracking.

R25.6.2 قنوات ما بعد الشد

R25.6.2.1 عندما يتم ترتيب قنوات من الصلب مسبقة الإجهاد في كمره بشكلٍ دوري بشكلٍ رأسي، يجب عمل بعض التدابير لمنع كسر الفولاذ مسبقة الإجهاد من خلال المجرى عند الشد. يجب أن يسمح الترتيب الأفقي للقنوات بوضع الخرسانة على الوجه الصحيح. وقد ثبت أن المبعاد الواضحة لواحد وثالث أضعاف الحجم الأقصى الاسمي للركام الخشن، ولكن ليس أقل من 25 mm، مرضية. حيث تركيز الكابلات أو القنوات يميل إلى خلق ضعف في الغطاء الخرساني، ينبغي توفير تسليح التحكم في التكسير.

CODE

الكود

25.7—Transverse reinforcement

25.7.1 Stirrups

25.7.1.1 Stirrups shall extend as close to the compression and tension surfaces of the member as cover requirements and proximity of other reinforcement permits and shall be anchored at both ends. Where used as shear reinforcement, stirrups shall extend a distance d from extreme compression fiber.

25.7 - التسليح العرضي

25.7.1 كانات

25.7.1.1 يمتد كانات على مقربة من أسطح الضغط والشد للعضو كمتطلبات للغطاء وقرب تسليح أخرى ويرتكز عند كلا الطرفين. يجب استخدام كانات ، عند استخدامه كتدعيم القص ، لمسافة d من ألياف الضغط المفرطة.

25.7.1.2 Between anchored ends, each bend in the continuous portion of a single or multiple U-stirrup and each bend in a closed stirrup shall enclose a longitudinal bar or strand.

2-1-7-25 بين النهايات الراسية ، يجب أن يحتوي كل منعطف في الجزء المستمر من كانات مفرد أو متعدد وكل منحني في كانات مغلق على قضيب طولي أو كابل.

25.7.1.3 Anchorage of deformed bar and wire shall be in accordance with (a), (b), or (c):

(a) For No. 16 bar and MD200 wire, and smaller, and for No. 19 through No. 25 bars with $f_{yt} \leq 280 \text{ MPa}$, a standard hook around longitudinal reinforcement

(b) For No. 19 through No. 25 bars with $f_{yt} > 280 \text{ MPa}$, a standard hook around a longitudinal bar plus an embedment between midheight of the member and the outside end of the hook equal to or greater than $0.17d_b f_{yt} / (\lambda f^{0.5})$, with λ as given in Table 25.4.3.2

(c) In joist construction, for No. 13 bar and MD130 wire and smaller, a standard hook

25.7.1.3 يجب أن يكون تثبيت القضيب والأسلاك المحلزنة طبقاً للمواصفات (أ) أو (ب) أو (ج):

(أ) لقضيب رقم 16 وسلك MD200 ، وأصغر ، ولأعمدة رقم 19 من خلال رقم 25 مع $f_t \leq 280 \text{ MPa}$ ، خطاف قياسي حول تسليح طولي

(ب) بالنسبة للرقم 19 من خلال عدد 25 قضبان مع $280 < \text{MPa}$ ، يكون الخطاف المعياري حول قضيب طولي زائداً بين نقطة منتصف العضو والنهاية الخارجية للخطاف يساوي أو أكبر من $(0.17d_b f_{yt} / (\lambda f^{0.5}))$ ، مع λ كما هو موضح في الجدول 25.4.3.2

(ج) في بناء المفاصل، قضيب رقم 13 وأسلاك MD130 وأصغر ، خطاف قياسي

COMMENTARY

التعليق

R25.7—Transverse reinforcement

R25.7.1 Stirrups

R25.7.1.1 Stirrup legs should be extended as close as practicable to the compression face of the member because, near ultimate load, the flexural tension cracks penetrate deeply toward the compression zone.

It is essential that shear and torsional reinforcement be adequately anchored at both ends to be fully effective on either side of any potential inclined crack. This generally requires a hook or bend at the end of the reinforcement as provided by this section.

R25.7 - التسليح العرضي

R25.7.1 كانات

R25.7.1.1 ينبغي تمديد أرجل الكانات بأقرب ما يمكن عملياً إلى وجه انضغاط العضو لأنه ، بالقرب من الحمل النهائي ، تتوغل شقوق الشد الانتشاءات بعمق نحو منطقة الانضغاط من الضروري أن يكون تسليح القص والالتواء مثبتاً بشكل كافٍ في كلا الطرفين ليكون فعالاً تماماً على جانبي أي تشققات مائلة محتملة. هذا يتطلب عادة ربط أو ثني في نهاية التسليح كما هو منصوص عليه في هذا القسم.

R25.7.1.3 Straight deformed bar and wire anchorage is not permitted because it is difficult to hold such a stirrup in position during concrete placement. Moreover, the lack of a standard stirrup hook may make the stirrup ineffective as it crosses shear cracks near the end of the stirrup. For a No. 16 or MD200 or smaller stirrup, anchorage is provided by a standard hook, as defined in 25.3.2, hooked around a longitudinal bar. For a No. 19, No. 22, or No. 25 stirrup with f_{yt} of only 280MPa, a standard stirrup hook around a longitudinal bar provides sufficient anchorage. For a No. 19, No. 22, or No. 25 stirrup with higher strength, the embedment should be checked. A 135-degree or 180-degree hook is preferred, but a 90-degree hook may be used provided the free end of the 90-degree hook is extended the full 12 bar diameters as required in 25.3.2. Because it is not possible to bend a No. 19, No. 22, or No. 25 stirrup tightly around a longitudinal bar and due to the force in a bar with a design stress greater than 280 MPa, stirrup anchorage depends on both the type of hook and whatever development length is provided. A longitudinal bar within a stirrup hook limits the width of any flexural cracks, even in a tension zone. Because such a stirrup hook cannot fail by splitting parallel to the plane of the hooked bar, the hook strength as used in 25.4.3.1(a) has been adjusted to reflect cover and confinement around the stirrup hook. In joists, a small bar or wire can be anchored by a standard hook not engaging longitudinal reinforcement, allowing a continuously bent bar to form a series of single-leg stirrups along the length of the joist.

CODE الكود

25.7.1.4 Anchorage of each leg of welded plain wire reinforcement forming a single U-stirrup shall be in accordance with (a) or (b):

- (a) Two longitudinal wires spaced at a 50mm. spacing along the member at the top of the U
- (b) One longitudinal wire located not more than $d/4$ from the compression face and a second wire closer to the compression face and spaced not less than 50mm. from the first wire. The second wire shall be permitted to be located on the stirrup leg beyond a bend, or on a bend with an inside diameter of bend of at least $8d_b$.

25.7.1.4 يجب أن يكون تثبيت كل دعامة من الأسلاك المعدنية الملحومة التي تكون على شكل U مع (أ) أو (ب):

- (أ) سلكان طوليان متباعداً بمسافة 50 mm على طول العضو في قمة U
- (ب) سلك طولاني واحد لا يزيد عن $d/4$ من وجه الانضغاط وسلك ثاني أقرب إلى وجه الضغط ومبعد لا يقل عن 50 mm من السلك الأول. يجب أن يكون السلك الثاني في مكانه على ساق الكانة بعد الانحناء ، أو على منحنى بقطر داخلي منحنى لا يقل عن $8d_b$.

COMMENTARY التعليق

R25.7.1.3 لا يسمح باستخدام قضيب مسمى محلزن ومسار سلك لأنه من الصعب الحفاظ على تداخل كهذا في موضعه أثناء وضع الخرسانة. علاوة على ذلك ، فإن عدم وجود خطاف معياري للكانات قد يجعل الكانات غير فعال لأنه يعبر شقوق القص بالقرب من نهاية الكانات. بالنسبة للرقم 16 أو MD200 أو الكانات الأصغر ، يتم توفير التثبيت بواسطة خطاف قياسي ، كما هو محدد في 25.3.2 ، مثبتاً حول قضيب طولاني. للحصول على رقم 19 ، رقم 22 ، أو رقم 25 من الكانات مع f_y من 280 ميغا باسكال فقط ، فإن خطاف الكانات القياسي حول قضيب طولاني يوفر تثبيتاً كافياً. بالنسبة للرقم 19 ، رقم 22 ، أو رقم 25 الكانات ذو القوة الأعلى ، يجب التحقق من الغرس. ويفضل ربط 135 درجة أو 180 درجة ، ولكن يمكن استخدام خطاف 90 درجة شريطة أن يتم تمديد النهاية الحرة لخط 90 درجة الأقطار الكاملة 12 قضيب كما هو مطلوب في 25.3.2. لأنه من غير الممكن لثني رقم 19 ، رقم 22 ، أو رقم 25 الكانات بإحكام حول قضيب طويل ، ويرجع ذلك إلى قوة في قضيب مع ضغوط تصميم أكثر من 280 ميغا باسكال ، يعتمد تثبيت الكانات على كل من نوع الخطاف وأي طول تطويل متوفر. يحد القضيب الطولي الموجود داخل خطاف الكانات من عرض أي شقوق انثناء ، حتى في منطقة الشد. ولأنه لا يمكن أن يفشل خطاف الكانات هذا عن طريق الانقسام بالتوازي مع مستوى قضيب الخطاف ، فقد تم تعديل قوة الخطاف المستخدمة في 25.4.3.1 (a) لتعكس الغطاء والحبس حول خطاف الزكاب. في الروافد ، يمكن تثبيت قضيب صغير أو سلك صغير بواسطة خطاف قياسي لا ينخرط في التسليح الطولي ، مما يسمح قضيب عازمة باستمرار لتشكيل سلسلة من الكانات ذات الساق الواحد على طول الوصلة.

R25.7.1.4 The requirements for anchorage of welded plain wire reinforcement stirrups are illustrated in Fig. R25.7.1.4.

R25.7.1.4 ترد في تثبيت الشكل R25.7.1.4 متطلبات تثبيت دعائم سلكية حديدية ملحومة.

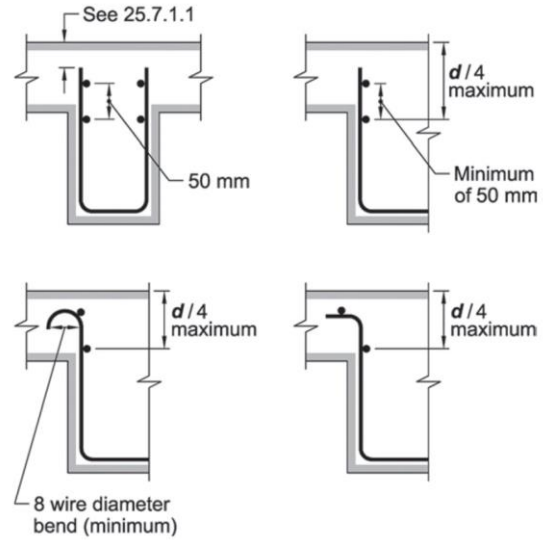


Fig. R25.7.1.4—Anchorage in compression zone of welded plain wire reinforcement U-stirrups.

CODE

الكود

25.7.1.5 Anchorage of each end of a single leg stirrup of welded wire reinforcement shall be with two longitudinal wires at a minimum spacing of 50mm. in accordance with (a) and (b):

(a) Inner longitudinal wire at least the greater of $d/4$ or 50mm. from $d/2$

(b) Outer longitudinal wire at tension face shall not be farther from the face than the portion of primary flexural reinforcement closest to the face

25.7.1.5 يجب أن يكون تثبيت كل طرف من دعائم ساق واحدة من تسليح الأسلاك الملحومة مع سلكين طوليين بمباعدة لا تقل عن 50mm وفقاً لـ (أ) و (ب):
(أ) السلك الطولي الداخلي على الأقل أكبر من $d/4$ أو 50mm من $d/2$
(ب) لا يجب أن يكون السلك الطولي الخارجي عند وجه الشد أبعد من الوجه عن جزء التسليح الأولية الانتنائية الأقرب إلى الوجه.

COMMENTARY

التعليق

R25.7.1.5 Welded wire reinforcement for shear reinforcement is commonly used in the precast, prestressed concrete industry. The rationale for acceptance of straight sheets of welded wire reinforcement as shear reinforcement is presented in a report by the Joint PCI/WRI Ad Hoc Committee on Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement (1980).

R25.7.1.5 يستخدم تسليح الأسلاك الملحومة من أجل تسليح القص بشكل شائع في صناعة الخرسانة سابقة الإجهاد. ويرد الأساس المنطقي لقبول الأوراق المستقيمة من تسليح الأسلاك الملحومة كتسليح قوية القص في تقرير لجنة مشتركة PCI / WRI على السلك الملحومة لتسليح القص (1980).

The provisions for anchorage of single-leg welded wire reinforcement in the tension face emphasize the location of the longitudinal wire at the same depth as the primary flexural reinforcement to avoid a splitting problem at the level of the tension reinforcement. Figure R25.7.1.5 illustrates the anchorage requirements for single-leg welded wire reinforcement. For anchorage of single-leg welded wire reinforcement, the Code permits hooks and embedment

وتؤكد الأحكام الخاصة بتثبيت الأسلاك الملحومة أحادية الساق في وجه الشد على موقع السلك الطولي على نفس العمق مثل التسليح الأولي للانحناء لتجنب مشكلة الانشطار على مستوى تسليح الشد. يوضح الشكل R25.7.1.5 متطلبات التثبيت لتدعيم السلك الملحوم أحادي الساق. من أجل تثبيت الأسلاك الملحومة أحادية الساق، يسمح الكود بالخطافات والغرس

length in the compression and tension faces of members (refer to 25.7.1.3(a) and 25.7.1.4), and embedment only in the compression face (refer to 25.7.1.3(b)). This section provides for anchorage of straight, single-leg, welded wire reinforcement using longitudinal wire anchorage with adequate embedment length in compression and tension faces of members.

الطول في وجوه الضغط والشد للأعضاء (راجع 25.7.1.3 (a) و 25.7.1.4)، الغرس فقط في وجه الضغط (راجع 25.7.1.3 (b)). يوفر هذا المقطع تثبيت للوصلات المسننة المستقيمة، ذات الساق الواحد، باستخدام سلك التثبيت الطولي مع طول الغرس المناسب في وجوه الضغط والشد للأعضاء.

CODE الكود

25.7.1.6 Stirrups used for torsion or integrity reinforcement shall be closed stirrups perpendicular to the axis of the member. Where welded wire reinforcement is used, transverse wires shall be perpendicular to the axis of the member. Such stirrups shall be anchored by (a) or (b):

(a) Ends shall terminate with 135-degree standard hooks around a longitudinal bar

(b) In accordance with 25.7.1.3(a) or (b) or 25.7.1.4, where the concrete surrounding the anchorage is restrained against spalling by a flange or slab or similar member

25.7.1.6 يجب أن يكون الكانات المستخدمان للالتواء أو تسليح السلامة رافعات مغلقة عمودية على محور العضو. عند استخدام تسليح الأسلاك الملحومة ، يجب أن تكون الأسلاك العرضية عمودياً على محور العضو. يتم تثبيت مثل هذه الكانات بواسطة (أ) أو (ب):

(أ) تنتهي النهايات بخطافات قياسية تبلغ 135 درجة حول قضيب طولاني
(ب) وفقاً للمادة 3-1-7-25 (أ) أو (ب) أو 4-1-7-25 ، حيث يتم تقييد الخرسانة المحيطة بالتثبيت مقابل التشطي بواسطة حافة أو بلاطة أو عضو مشابه

COMMENTARY التعليق

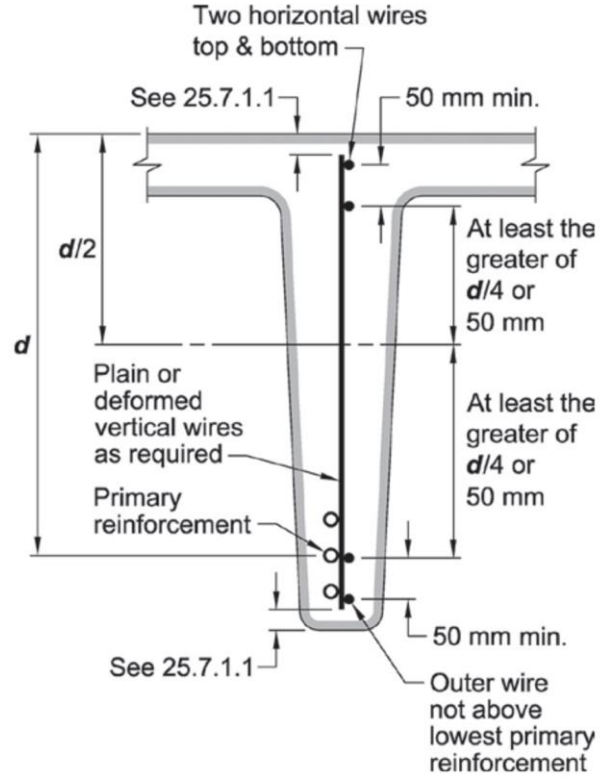


Fig. R25.7.1.5—Anchorage of single-leg welded wire reinforcement for shear.

R25.7.1.6 Both longitudinal and closed transverse reinforcement are required to resist the diagonal tension stresses due to torsion. The stirrups should be closed because inclined cracking due to torsion may occur on all faces of a member. In the case of sections subjected primarily to torsion, the concrete side cover to the stirrups spalls off at high torsional moments (Mitchell and Collins 1976). This renders lapspliced stirrups ineffective, leading to a premature torsional failure (Behera and Rajagopalan 1969). In such cases, closed stirrups should not be made up of pairs of U-stirrups lapping one another. When a rectangular beam fails in torsion, the corners of the beam tend to spall off due to the inclined compressive stresses in the concrete diagonals of the space truss changing direction at the corner as shown in Fig. R25.7.1.6(a). In tests (Mitchell and Collins 1976), closed stirrups anchored by 90-degree hooks failed when this occurred. For this reason, 135-degree standard hooks or seismic hooks are preferable for torsional stirrups in all cases. In regions where this spalling is prevented by an adjacent slab or flange, 25.7.1.6(b) relaxes this requirement and allows 90-degree.

CODE الكود

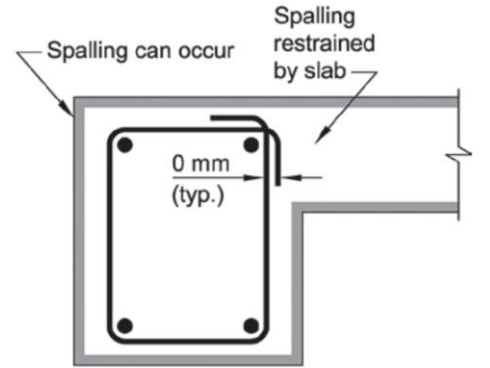
25.7.1.6.1 Stirrups used for torsion or integrity reinforcement shall be permitted to be made up of two pieces of reinforcement: a single U-stirrup anchored according to 25.7.1.6(a) closed by a crosstie where the 90-degree hook of the crosstie shall be restrained against spalling by a flange or slab or similar member.

25.7.1.6.1 يجب أن يسمح للكائنة المستخدم في التسليح أو التسليح أن يتكون من قطعتين من التسليح: دعامة واحدة من نوع U-stirrup مثبتة وفقاً لـ 25.7.1.6 (أ) مغلقة من قبل عكفة حيث يكون خطاف 90 درجة يجب تقييد عكفة ضد التكسر بواسطة شفة أو بلاطة أو عضو مماثل.

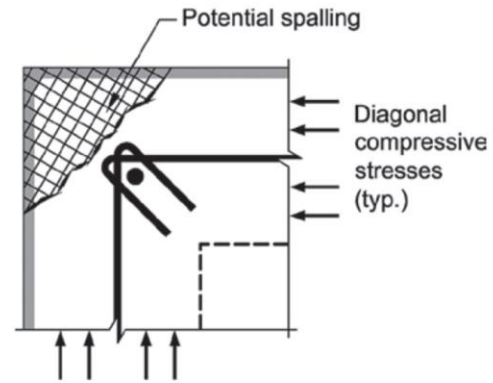
COMMENTARY التعليق

R25.7.1.6 مطلوب كل من التسليح العرضي الطولي والمغلق لمقاومة إجهادات الشد القطري بسبب الالتواء. يجب إغلاق الكائات لأن التكسير المائل بسبب الالتواء قد يحدث على جميع أوجه العضو. في حالة المقاطع التي تخضع أساساً للالتواء ، فإن الغطاء الجانبي للكائنة يتأرجح في عزم الالتواء العالية (ميتشل وكولينز 1976). هذا يجعل الكائات غير فعالة ، مما يؤدي إلى فشل الالتواء السابق لأوانه (Behera و Rajagopalan 1969). في مثل هذه الحالات ، لا ينبغي أن يتكون الكائات المغلق من أزواج من U-lira بعضها. عندما تفشل حزمة مستطيلة في الالتواء ، تميل أضلاع الحزمة إلى التشقق بسبب الضغوط الانكماشية المائلة في الأقطار الخرسانية لتدوير الفراغ في الاتجاه عند الزاوية كما هو موضح في الشكل (a) R.7.7.1.6. في الاختبارات (ميتشل وكولينز 1976) ، فشل الكائات المغلفة الراسية بخطافات 90 درجة عند حدوث ذلك. ولهذا السبب ، يفضل استخدام خطافات قياسية من 135 درجة أو خطافات زلزالية من أجل الكائات الالتوائية في جميع الحالات. في المناطق التي يتم فيها منع هذا الانجراف بواسطة بلاطة أو شفة متجاورة ، فإن 25.7.1.6 (ب) يسمح هذا الشرط ويسمح ب 90 درجة

hooks because of the added confinement from the slab (refer to Fig. R25.7.1.6(b)).



(a) *Sectional elevation*



(b) *Detail at corner*

Fig. R25.7.1.6—Spalling of corners of beams subjected to torsion.

CODE الكود

25.7.1.7 Except where used for torsion or integrity reinforcement, closed stirrups are permitted to be made using pairs of U-stirrups spliced to form a closed unit where lap lengths are at least $1.3\ell_d$. In members with a total depth of at least 450mm., such splices with $A_{bfyt} \leq 40$ KN per leg shall be considered adequate if stirrup legs extend the full available depth of member

25.7.1.7 باستثناء الحالات التي تستخدم لتسليح التواء أو سلامة هيكلية ، يُسمح بساق كائنة مغلقة باستخدام أزواج من كائانات U-splired لتكوين وحدة مغلقة حيث تكون أطوال التداخل على الأقل $1.3\ell_d$. في الأعضاء الذين لديهم عمق إجمالي لا يقل عن 450 mm ، تعتبر هذه التوصيلات مع $A_{bfyt} \leq 40$ KN لكل ساق كافية إذا كانت أرجل الكائانات تمتد العمق الكامل المتاح للعضو.

25.7.2 Ties

25.7.2.1 Ties shall consist of a closed loop of deformed bar with spacing in accordance with (a) and (b):

- (a) Clear spacing of at least $(4/3)d_{agg}$
- (b) Center-to-center spacing shall not exceed the least of $16d_b$ of longitudinal bar, $48d_b$ of tie bar, and smallest dimension of member.

25.7.2 الاطواق

25.7.2.1 تتكون الاطواق من حلقة مغلقة من القضيب المحلزن مع تباعد طبقاً لكل من (أ) و (ب):

- (أ) تباعد واضح على الأقل $(4/3)d_{agg}$
- (ب) لا تتجاوز المسافة بين المركز وأقل من $16d_b$ من قضيب الطولي ، و $48d_b$ من قضيب التعادل ، و أصغر بعد من الأعضاء

25.7.2.2 Diameter of tie bar shall be at least (a) or (b):

- (a) No. 10 enclosing No. 32 or smaller longitudinal bars
- (b) No. 13 enclosing No. 36 or larger longitudinal bars or bundled longitudinal bars

25.7.2.2 يجب أن يكون قطر قضيب الطوق على الأقل (أ) أو (ب):

- (أ) رقم 10 مطلق رقم 32 أو قضبان طولية أصغر
- (ب) رقم 13 مطلق رقم 36 أو قضبان طولية أكبر أو قضبان طولية مجمعة

25.7.2.2.1 As an alternative to deformed bars, deformed wire or welded wire reinforcement of equivalent area to that required in 25.7.2.1 shall be permitted subject to the requirements of Table 20.2.2.4a.

25.7.2.2.1 كبديل للقضبان المحلزنة ، يسمح بتسليح الأسلاك المحلزنة أو الأسلاك الملحومة لمساحة مكافئة لتلك المطلوبة في 25.7.2.1 وفقاً لمتطلبات الجدول

COMMENTARY التعليق

R25.7.1.7 Requirements for lapping of double U-stirrups to form closed stirrups control over the lap splice provisions of 25.5.2. Figure R25.7.1.7 illustrates closed stirrup configurations created with lap splices.

R25.7.1.7 متطلبات غلق الكائانات المتداخلة على شكل حرف U لتشكيل كائنة مغلقة على أحكام التداخل المتراكمة 25.5.2. يوضح الشكل R25.7.1.7 توصيفات الغطاء المغلقة التي تم إنشاؤها بتوصيلات التداخل.

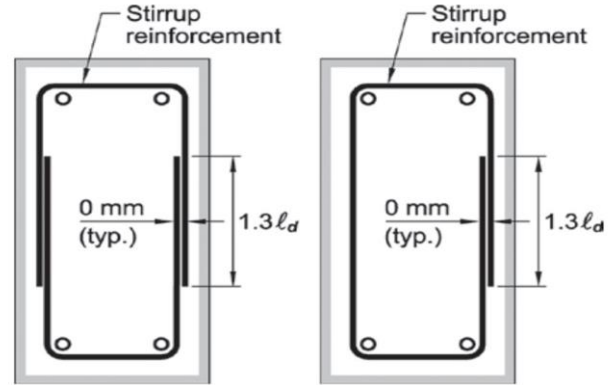


Fig. R25.7.1.7—Closed stirrup configurations.

R25.7.2 Ties

R25.7.2 الاطواق

R25.7.2.2 These provisions apply to crossties as well as ties.

R25.7.2.2 تنطبق هذه الأحكام على حالات التآكل وكذلك الروابط.

CODE

الكود

25.7.2.3 Rectilinear ties shall be arranged to satisfy (a) and (b):

(a) Every corner and alternate longitudinal bar shall have lateral support provided by the corner of a tie with an included angle of not more than 135 degrees

(b) No unsupported bar shall be farther than 150 mm. clear on each side along the tie from a laterally supported bar

25.7.2.3 يتم ترتيب الروابط المستقيمة للربط بين (أ) و (ب):

(أ) يجب أن يكون لكل ركن وزاوية طولية بديلة دعم جانبي يتم توفيره بزاوية ربطه عنق بزاوية لا تزيد عن 135 درجة

(ب) يجب ألا يكون أي قضيب غير مدعوم أكثر من 150 mm صافية على كل جانب على طول ربطه العنق من قضيب مدعوم أفقياً

COMMENTARY

التعليق

R25.7.2.3 The maximum permissible included angle of 135 degrees and the exemption of bars located within 150 mm. clear on each side along the tie from adequately tied bars are illustrated in Fig. R25.7.2.3a. Limited tests (Pfister 1964) on full-size, axially-loaded, tied columns containing full-length bars (without splices) showed that ties on alternate longitudinal bars within 150 mm. clear of a laterally supported longitudinal bar are adequate in columns subjected to axial force. Continuously wound bars or wires can be considered as ties, provided their pitch and area are at least equivalent to the area and spacing of separate ties. Anchorage at the end of a continuously wound bar or wire should be by a standard hook as for separate bars or by one additional turn of the tie pattern (refer to Fig. R25.7.2.3b). A circular, continuously wound bar or wire is considered a spiral if it conforms to 25.7.3; otherwise, it is considered a tie.

R25.7.2.3 تشتمل الحد الأقصى المسموح به على زاوية مقدارها 135 درجة وتعرض في الشكل R25.7.2.3a ، الصافي الذي يقع في حدود 150 mm بوضوح على كل جانب على طول الوصلة من قضبان مربوطة بشكل ملائم. أظهرت الاختبارات المحدودة (Pfister 1964) على أعمدة كاملة الحجم محمل محورياً تحتوي على قضبان كاملة الطول (بدون تقاطعات) أن الروابط على قضبان طولية بديلة في نطاق 150 mm خالية من القضيب الطولي المدعوم لاحقاً كافية في الأعمدة المعرضة للقوة المحورية. يمكن اعتبار القضبان أو الأسلاك بشكل مستمر على شكل روابط ، بشرط أن تكون مساحة ومساحته على الأقل مساوية للمنطقة والمسافات الفاصلة للروابط المنفصلة. يجب أن يكون التثبيت في نهاية قضيب أو سلك ملتصق بشكل مستمر بواسطة خطاف قياسي كما هو الحال بالنسبة للقضبان المنفصلة أو عن طريق تدوير إضافي لنمط الرباط (راجع الشكل R25.7.2.3b). يعتبر قضيب دائري أو سلك دائري بشكل مستمر لولبياً إذا كان متوافقاً مع 25.7.3 ، خلاف ذلك ، فإنه مرتبط .

CODE
الكود

COMMENTARY
التعليق

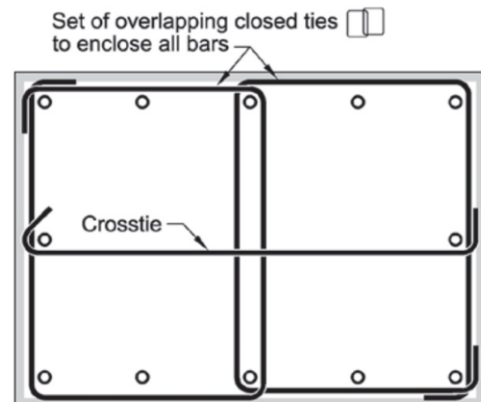
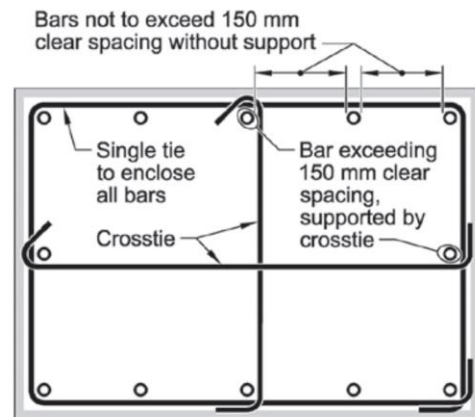
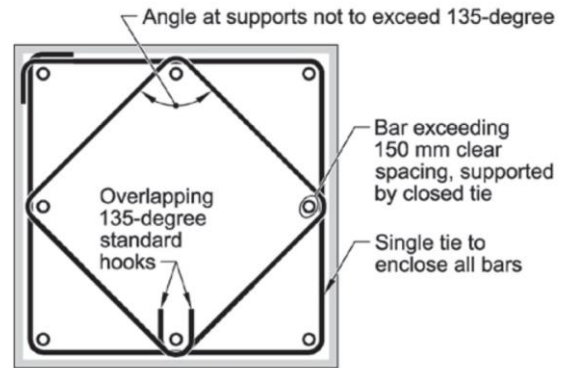
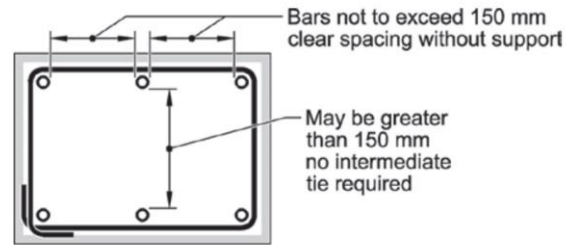


Fig. R25.7.2.3a—Illustrations to clarify measurements between laterally supported column bars and rectilinear tie anchorage.

CODE الكود

25.7.2.3.1 Anchorage of rectilinear ties shall be provided by standard hooks that conform to 25.3.2 and engage a longitudinal bar. A tie shall not be made up of interlocking headed deformed bars.

25.7.2.3.1 يجب أن يتم تأمين التثبيت للعلاقات المستقيمة بخطافات قياسية تتطابق مع 25.3.2 وتشابك قضيب طولاني. لا يجب أن تتكون رابطة العنق من قضبان محلزنة متشابكة.

25.7.2.4 Circular ties shall be permitted where longitudinal bars are located around the perimeter of a circle.

25.7.2.4 يسمح بالربطات الدائرية حيث توجد قضبان طولية حول محيط الدائرة.

25.7.2.4.1 Anchorage of individual circular ties shall be in accordance with (a) through (c):

- (a) Ends shall overlap by at least 150mm.
- (b) Ends shall terminate with standard hooks in accordance with 25.3.2 that engage a longitudinal bar
- (c) Overlaps at ends of adjacent circular ties shall be staggered around the perimeter enclosing the longitudinal bars

25.7.2.4.1 يجب أن يكون تثبيت الروابط الدائرية الفردية وفقاً (أ) إلى (ج):

- (أ) يجب أن تتداخل الأطراف بما لا يقل عن 150 mm.
- (ب) تنتهي النهايات باستخدام خطافات قياسية طبقاً للفقرة 25.3.2 التي تشترك في قضيب طولاني
- (ج) يجب أن تتداخل التداخلات في نهايات الروابط الدائرية المجاورة حول المحيط بالقضبان الطولية.

COMMENTARY التعليق

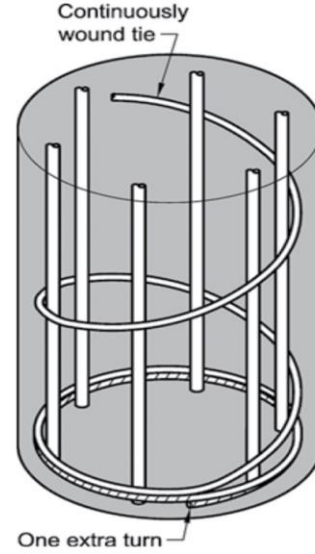


Fig. R25.7.2.3b—Continuous tie anchorage.

R25.7.2.3.1 Standard tie hooks are intended for use with deformed bars only and should be staggered where possible.

R25.7.2.3.1 تُستخدم القضبان القياسية المعيارية للاستخدام مع قضبان محلزنة فقط وينبغي أن تتراكب حيثما أمكن ذلك.

R25.7.2.4 While the transverse reinforcement in members with longitudinal bars located around the periphery of a circle can be either spirals or circular ties, spirals are usually more effective.

R25.7.2.4 في حين أن التسليح العرضي للأعضاء ذوي القضبان الطولية الواقعة حول محيط الدائرة يمكن أن يكون إما حلزونات أو روابط دائرية ، عادة ما تكون اللولب أكثر فعالية.

R25.7.2.4.1 Vertical splitting and loss of tie restraint are possible where the overlapped ends of adjacent circular ties are anchored at a single longitudinal bar. Adjacent circular ties should not engage the same longitudinal bar with end hook anchorages (refer to Fig. R25.7.2.4)

R25.7.2.4.1 يمكن أن يكون التقسيم العمودي وفقدان الرابطة ممكناً حيث تتركز النهايات المتراكبة للوصلات الدائرية المجاورة على قضيب طولاني وحيد. يجب ألا تشترك الروابط الدائرية المجاورة في نفس القضيب الطولي المزود بتثبيت ربط خطافية (انظر الشكل 25.7.2.4).

CODE الكود

25.7.2.5 Ties to resist torsion shall be perpendicular to the axis of the member anchored by either (a) or (b):

- (a) Ends shall terminate with 135-degree standard hooks or seismic hooks around a longitudinal bar
- (b) In accordance with 25.7.1.3(a) or (b) or 25.7.1.4, where the concrete surrounding the anchorage is restrained against spalling

25.7.2.5 يجب أن تكون الروابط لمقاومة التواء عمودياً على محور العضو الراسي من خلال (أ) أو (ب):
(أ) ينتهي الطرف بخطافات قياسية من 135 درجة أو خطافات زلزالية حول قضيب طولاني
(ب) وفقاً للمادة 3-1-7-25 (أ) أو (ب) أو 4-1-7-25 ، حيث يتم تقييد الخرسانة المحيطة بالتثبيت مقابل عمليات الشبك

25.7.3 Spirals

25.7.3.1 Spirals shall consist of evenly spaced continuous bar or wire with clear spacing conforming to (a) and (b):

- (a) At least the greater of 25 mm. and $(4/3)d_{agg}$
- (b) Not greater than 75 mm.

25.7.3 حلزونات

25.7.3.1 تتكون الحلزونات من قضيب أو سلك مستمر متساوي التباعد مع تباعد واضح مطابق لـ (أ) و (ب):
(أ) على الأقل أكبر من 25 mm و $(4/3)d_{agg}$
(ب) ليس أكبر من 75 mm.

25.7.3.2 For cast-in-place construction, spiral bar or wire diameter shall be at least 9.5mm .

25.7.3.2 بالنسبة للبناء لصب في الموقع ، يجب أن يكون قضيب الحلزون أو قطر السلك على الأقل 9.5mm .

COMMENTARY

التعليق

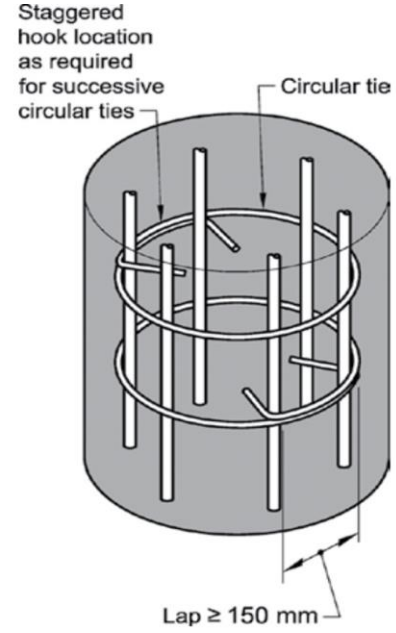


Fig. R25.7.2.4—Circular tie anchorage.

R25.7.2.5 Refer to R25.7.1.6.

R25.7.3 Spirals

R25.7.3.1 Spirals should be held firmly in place, at proper pitch and alignment, to prevent displacement during concrete placement.

R25.7.2.5 يرجى الرجوع إلى R25.7.1.6.

R25.7.3 حلزونات

R25.7.3.1 يجب تثبيت الحلقات في مكانها الصحيح ، والمحاذاة المناسبة ، لمنع النزوح أثناء وضع الخرسانة.

R25.7.3.2 For practical considerations in cast-in-place construction, the minimum diameter of spiral reinforcement is 3/8 in. (No. 3 deformed or plain bar, or D11 deformed or W11 plain wire). Standard spiral sizes are 9.5 , 12.7 , 15.9 mm. diameter for hot-rolled or cold-drawn material, plain or deformed.

R25.7.3.2 لا اعتبارات عملية في البناء لصب في الموقع ، يكون الحد الأدنى لقطر تسليح اللولب هو 9.5mm (رقم 10 محلزن أو قضيب عادي ، أو MD70 محلزن أو MW70 سلك عادي). الأحجام المحلزنة القياسية هي 9.5 ، 12.7 ، و 15.9 mm . القطر للمواد المدرفلة على الساخن أو البارد ، عادي أو محلزن.

CODE الكود

25.7.3.3 Volumetric spiral reinforcement ratio ρ_s shall satisfy Eq. (25.7.3.3).

25.7.3.3 يجب أن تحقق نسبة التسليح الحلزوني الحجمي المعادلة (25.7.3.3).

$$\rho_s \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (25.7.3.3)$$

where the value of f_{yt} shall not be taken greater than 700 MPa.

حيث لا ينبغي أن تؤخذ قيمة f_{yt} أكثر من 700 MPa.

25.7.3.4 Spirals shall be anchored by 1-1/2 extra turns of spiral bar or wire at each end

25.7.3.4 يجب أن تثبت الحلزونات بواسطة 2/1-1 دورة إضافية من قضيب حلزوني أو سلك في كل طرف

25.7.3.5 Spirals are permitted to be spliced by (a) or (b):

(a) Mechanical or welded splices in accordance with 25.5.7

(b) Lap splices in accordance with 25.7.3.6 for f_{yt} not exceeding 420 MPa

25.7.3.5 يُسمح بتقطيع الحلزونات بواسطة (أ) أو (ب):

(أ) التوصيلات الميكانيكية أو الملحومة طبقاً لـ 25.5.7

(ب) التوصيلات المحلزنة طبقاً لـ 25.7.3.6 بالنسبة إلى f_{yt} لا تتجاوز 420 MPa

25.7.3.6 Spiral lap splices shall be at least the greater of 300 mm. and the lap length in Table 25.7.3.6.

25.7.3.6 يجب أن تكون التوصيلات المحلزنة على الأقل 300 mm وطول التداخل في الجدول 25.7.3.6.

Table 25.7.3.6—Lap length for spiral reinforcement

Reinforcement	Coating	Ends of lapped spiral bar or wire	Lap length mm
Deformed bar	Uncoated or zinc-coated (galvanized)	Hook not required	$48d_b$
	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated	Hook not required	$72d_b$
		Standard hook of 25.3.2 ^[1]	$48d_b$
Deformed wire	Uncoated	Hook not required	$48d_b$
	Epoxy-coated	Hook not required	$72d_b$
		Standard hook of 25.3.2 ^[1]	$48d_b$
Plain bar	Uncoated or zinc-coated (galvanized)	Hook not required	$72d_b$
		Standard hook of 25.3.2 ^[1]	$48d_b$
Plain wire	Uncoated	Hook not required	$72d_b$
		Standard hook of 25.3.2 ^[1]	$48d_b$

^[1] Hooks shall be embedded within the core confined by the spiral.

COMMENTARY التعليق

R25.7.3.3 The effect of spiral reinforcement in increasing the strength of the concrete within the core is not fully realized until the column has been subjected to a load and deformation sufficient to cause the concrete shell outside the core to spall off. The amount of spiral reinforcement required by Eq. (25.7.3.3) is intended to provide additional strength for concentrically loaded columns equal to or slightly greater than the strength lost when the shell spalls off. The derivation of Eq. (25.7.3.3) is given by **Richart (1933)**. Tests and experience show that columns containing the amount of spiral reinforcement required by this section exhibit considerable toughness and ductility. Research (**Richart et al. 1929**; **Richart 1933**; **Pessiki et al. 2001**; **Saatcioglu and Razvi 2002**) has also indicated that up to 700 MPa yield strength reinforcement can be effectively used for confinement. **R25.7.3.4** Spiral anchorage is illustrated in Fig. R25.7.3.4.

R25.7.3.3 لا يتم تحقيق تأثير التسليح الحلزوني في زيادة قوة الخرسانة داخل النواة بشكل كامل حتى يتعرض العمود لحمل وتشوه كافٍ لإحداث خلل في القشرة الخرسانية خارج النواة. كمية من دورة التسليح المطلوبة من قبل مكافئ (25.7.3.3) يهدف إلى توفير قوة إضافية للأعمدة التي يتم تحميلها بشكل مكثف تساوي أو تزيد قليلاً عن القوة المفقودة عند إيقاف التشغيل. اشتقاق المعادل (25.7.3.3) مقدم من **Richart (1933)**. تظهر الاختبارات والخبرة أن الأعمدة التي تحتوي على كمية من التسليح الحلزوني المطلوبة في هذا المقطع تظهر صلابة وليونة كبيرة. وقد أشارت الأبحاث (**Richart et al. 1929** و **Richart 1933** و **Pessiki et al. 2001** و **Saatcioglu و Razvi 2002**) إلى أنه يمكن استخدام ما يصل إلى 700 MPa لتسليح القوة بشكل فعال في الحبس. **R25.7.3.4** يتضح الرسم التثبيت الحلزوني في الشكل R.7.7.3.4.

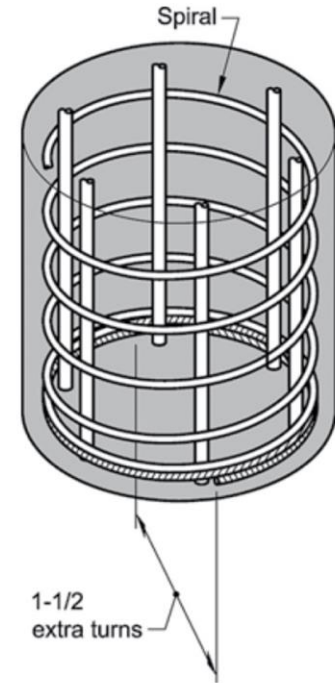


Fig. R25.7.3.4—Spiral anchorage.

CODE

الكود

25.7.4 Hoops

25.7.4.1 Hoops shall consist of a closed tie or continuously wound tie, which can consist of several reinforcement elements each having seismic hooks at both ends.

25.7.4 الأطواق

25.7.4.1 تتكون الأطواق من ربطة مغلقة أو ربطة بشكل مستمر ، والتي يمكن أن تتكون من عدة عناصر تسليح لكل منها خطافات زلزالية عند كلا الطرفين

25.7.4.2 The ends of the reinforcement elements in hoops shall be anchored using seismic hooks that conform to 25.3.4 and engage a longitudinal bar. A hoop shall not be made up of interlocking headed deformed bars.

25.7.4.2. يجب تثبيت أطراف عناصر التسليح في الأطواق باستخدام خطافات زلزالية تتطابق مع 25.3.4 وتشتبك في قضيب طولاني. لا يجب أن يتكون الطوق من قضبان محلزنة متشابكة.

25.8—Post-tensioning anchorages and couplers

25.8.1 Anchorages and couplers for tendons shall develop at least 95 percent of f_{pu} when tested in an unbonded condition, without exceeding anticipated set.

25.8 - مثبتات ومزدوجات لاحقة الشد

25.8.1 يجب أن تشكل المثبتات ومزدوجات لاحقة الشد ما لا يقل عن 95% من f_{pu} عند اختباره في حالة غير مرتبطة ، دون تجاوز المجموعة المتوقعة.

COMMENTARY

التعليق

R25.7.4 Hoops

R25.7.4.1 الأطواق R25.7.4

R25.7.4.1 Refer to R25.7.2.4.

يرجى الرجوع إلى R25.7.2.4.

R25.8—Post-tensioning anchorages and couplers

R25.8.1 The required strength of the tendon-anchorage or tendon-coupler assemblies for both unbonded and bonded tendons, when tested in an unbonded state, is based on 95 percent of the specified tensile strength of the prestressing steel in the test. The prestressing steel is required to comply with the minimum provisions of the applicable ASTM standards as prescribed in 20.3.1. The specified strength of anchorages and couplers exceeds the maximum design strength of the prestressing steel by a substantial margin and, at the same time, recognizes the stress-riser effects associated with most available post-tensioning anchorages and couplers. Anchorage and coupler strength should be attained with a minimum amount of permanent deformation and successive set, recognizing that some deformation and set will occur when testing to failure. Tendon assemblies should conform to the 2 percent elongation requirements in ACI 423.7. Static and fatigue test methods for anchorage and couplers are provided in ICC-ES Acceptance Criteria AC303 (2011).

R25.8 - مثبتات ومزدوجات لاحقة الشد

R25.8.1 تستند القوة المطلوبة لمجموعات مثبتات ومزدوجات لاحقة الشد ، عند اختبارها في حالة غير مرتبطة ، على 95 في المائة من قوة الشد المحددة للفولاذ السابق الإجهاد في الاختبار. مطلوب فولاذ الإجهاد المسبق للامتثال للحد الأدنى من معايير معايير ASTM المعمول بها على النحو المنصوص عليه في 20.3.1. تتجاوز القوة المحددة للمثبتات والمزدوجات أقصى قوة تصميمية للصلب قبل الإجهاد بهامش كبير ، وفي الوقت نفسه ، تعترف بتأثيرات الضغط الناجم عن معظم مثبتات ومزدوجات لاحقة الشد المتوفرة. يجب أن يتم تحقيق قوة التثبيت والمقارنة مع الحد الأدنى من التشوه الدائم والمجموعة المتعاقبة ، مع إدراك أن بعض التشوه والمجموعة سيحدثان عند اختبار الفشل. يجب أن تتوافق مجموعات الشد مع متطلبات استطالة 2% في ACI 423.7. يتم توفير طرق اختبار ثابتة ومرنة للمثبتات والمزدوجات في معايير قبول (ICC-ES AC303 (2011).

CODE

الكود

25.8.2 Anchorages and couplers for bonded tendons shall be located so that 100 percent of f_{pu} shall be developed at critical sections after the post-tensioned reinforcement is bonded in the member.

25.8.2 يجب وضع مثبتات ومزدوجات لاحقة الشد بحيث يتم تثبيت 100٪ من f_{pu} في المقطع الحرجة بعد ربط التسليح لاحق الشد في العضو.

25.8.3 In unbonded construction subject to repetitive loads, the possibility of fatigue of prestressed reinforcement in anchorages and couplers shall be considered.

25.8.3 في البناء غير المرتبط يخضع لأحمال متكررة ، يجب النظر في إمكانية الصدم من التسليح قبل الإجهاد في المثبتات والمزدوجات

25.8.4 Couplers shall be placed at locations approved by the licensed design professional and enclosed in housings long enough to permit necessary movements.

25.8.4. يجب وضع المقرنات في الأماكن المعتمدة من قبل فني التصميم المرخص والمرفقة في منازل طويلة بما يكفي للسماح بالحركات الضرورية.

25.9—Anchorage zones for post-tensioned tendons

25.9.1 General

25.9 - مناطق التثبيت لكابلات لاحقة الشد
25.9.1 عام

COMMENTARY

التعليق

R25.8.2 Anchorages and couplers for bonded tendons that develop less than 100 percent of the specified tensile strength of the prestressing steel should be used only where the bond transfer length between the anchorage or coupler and critical sections equals or exceeds that required to develop the prestressing steel strength. This bond length may be calculated based on the results of tests of bond characteristics of untensioned prestressing strand (Salmons and McCrate 1977), or bond tests on other prestressing steel materials, as appropriate.

R25.8.2 لا ينبغي استخدام مثبتات ومزدوجات لاحقة الشد التي تنتج أقل من 100 في المائة من مقاومة الشد المحددة للفولاذ المطلي مسبقاً إلا عندما يكون طول نقل الساحب بين التثبيت أو القارنة والمقاطع الحرجة مساوياً أو يتجاوز ما هو مطلوب لتثبيت الإجهاد المسبق. قوة الصلب. يمكن حساب طول الرابطة بناءً على نتائج اختبارات خصائص السندات للكابلات الإجهاد المسبقة غير الشدود (Salmons and McCrate 1977) ، أو اختبارات مثبتات على المواد الفولاذية المسبقة الإجهاد الأخرى ، حسب الاقتضاء.

R25.8.3 A discussion on fatigue loading is provided in ACI 215R. Detailed recommendations on tests for static and cyclic loading conditions for tendons and anchorage fittings of unbonded tendons are provided in ACI 423.3R (Section 4.1.3) and ACI 301 (Section 15.2.2).

R25.8.3 يتم تقديم مناقشة حول تحميل الإجهاد في ACI 215R. وترد في ACI 423.3R (القسم 4.1.3) و ACI 301 (القسم 15.2.2) التوصيات التفصيلية الخاصة باختبارات شروط التحميل الساكن والحالي للكابلات وتركيبات الربط للشدادات غير المترابطة.

R25.9—Anchorage zones for post-tensioned tendons

R25.9.1 General—The detailed provisions in the AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (AASHTO LRFDUS) for analysis and reinforcement detailing of post tensioned anchorage zones are considered to satisfy the more general requirements of this Code. In the specific areas of anchorage device evaluation and acceptance testing, this Code references the detailed AASHTO provisions

R25.9 - مناطق التثبيت لكابلات لاحقة الشد

R25.9.1 عام - الأحكام التفصيلية في مواصفات AASHTO LRFD للجسور (AASHTO LRFDUS) لتحليل التفاصيل والتسليح تعتبر مناطق التثبيت المشدودة تلبي المتطلبات الأكثر عمومية لهذا الكود. في المجالات المحددة لتقييم جهاز التثبيت وقبوله، يشير هذا القانون إلى أحكام AASHTO التفصيلية

CODE

الكود

25.9.1.1 Anchorage regions of post-tensioned tendons shall consist of two zones, (a) and (b):

(a) The local zone shall be assumed to be a rectangular prism (or equivalent rectangular prism for circular or oval anchorages) of concrete immediately surrounding the anchorage device and any confining reinforcement

(b) The general zone includes the local zone and shall be assumed to be the portion of the member through which the concentrated prestressing force is transferred to the concrete and distributed more uniformly across the section

25.9.1.1 تتكون مناطق التثبيت لكابلات لاحقة الشد من منطقتين ، (أ) و (ب):
(أ) يفترض أن تكون المنطقة المحلية عبارة عن منشور مستطيل (أو منشور مستطيل مكافئ للتثبيت الدائرية أو البيضاوية) للخرسانة المحيطة مباشرةً بجهاز التثبيت وأي تسليح مقيد.
(ب) المنطقة العامة تشمل المنطقة المحلية ويفترض أنها جزء من العضو الذي يتم من خلاله نقل قوة الإجهاد المركزة إلى الخرسانة وتوزيعها بشكل أكثر اتساقاً عبر المقطع.

25.9.1.2 The local zone shall be designed in accordance with 25.9.3.

25.9.1.2 يتم تصميم المنطقة المحلية وفقاً لـ 25.9.3.

25.9.1.3 The general zone shall be designed in accordance with 25.9.4.

25.9.1.3 يتم تصميم المنطقة العامة وفقاً لـ 25.9.4.

25.9.1.4 Compressive strength of concrete required at time of post-tensioning shall be specified as required by 26.10.

25.9.1.4. تحدد مقاومة الخرسانة للضغط المطلوبة في وقت الشد اللاحق كما هو مطلوب في 26.10.

COMMENTARY

التعليق

R25.9.1.1 Based on St. Venant's principle, the extent of the anchorage zone may be estimated as approximately equal to the largest dimension of the cross section. Local zones and general zones are shown in Fig. R25.9.1.1a. When anchorage devices located away from the end of the member are tensioned, large local tensile stresses are generated ahead of and behind the device. These tensile stresses are induced by incompatibility of deformations. The entire shaded region shown in Fig. R25.9.1.1b should be considered in the design of the general zone.

R25.9.1.1 استناداً إلى مبدأ سانت فينانت ، يمكن تقدير نطاق منطقة التثبيت بأنها مساوية تقريباً للبعد الأكبر في المقطع العرضي. المناطق المحلية والمناطق العامة موضحة في الشكل R.9.9.1.1a. عندما يتم تشديد أجهزة التثبيت الموجودة بعيداً عن طرف العضو ، يتم توليد إجهاد شد محلي كبير قبل الجهاز وخلفه. هذه الضغوط الشد التي يسببها عدم التوافق من التشوهات. ينبغي النظر في المنطقة المظللة بأكملها المبينة في الشكل R.9.9.1.1b في تصميم المنطقة العامة.

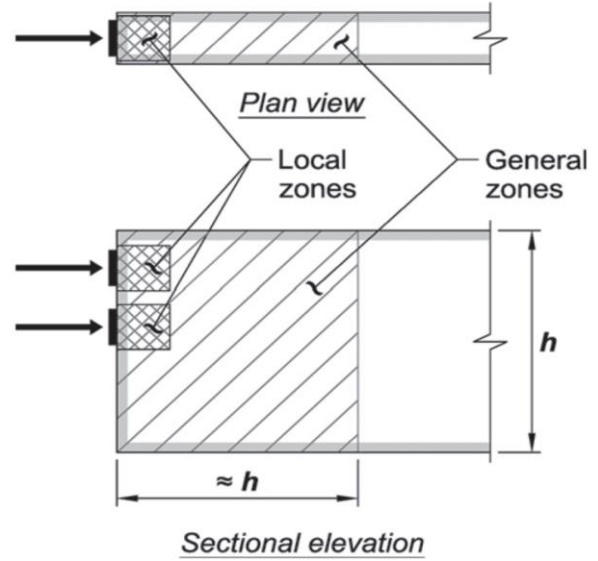


Fig. R25.9.1.1a—Local and general zones.

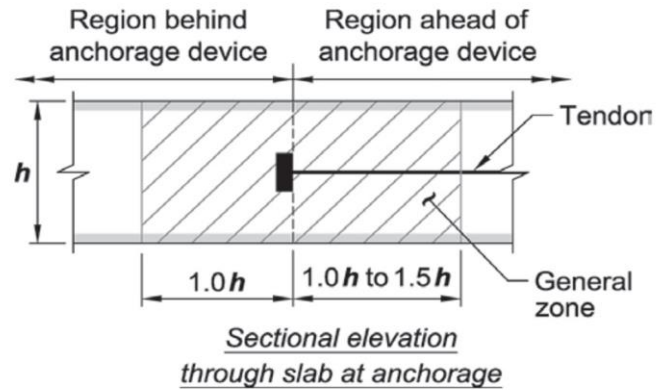


Fig. R25.9.1.1b—General zone for anchorage device located away from the end of a member.

CODE

الكود

25.9.1.5 Stressing sequence shall be considered in the design process and specified as required by 26.10

25.9.1.5 يجب النظر في تسلسل الإجهاد في عملية التصميم ويتم تحديده كما هو مطلوب من قبل 26.102

25.9.2 Required strength

5.9.2 القوة المطلوبة

25.9.2.1 Factored prestressing force at the anchorage device, P_{pu} , shall exceed the least of (a) through (c), where 1.2 is the load factor from 5.3.12:

(a) $1.2(0.94f_{py})A_{ps}$

(b) $1.2(0.80f_{pu})A_{ps}$

(c) Maximum jacking force designated by the supplier of anchorage devices multiplied by 1.2

25.9.2.1 يجب أن تتخطى عامل قوة الإجهاد المسبق في جهاز التثبيت ، P_{pu} ، أقل من (أ) إلى (ج) ، حيث 1.2 هو عامل الحمولة من 5.3.12:

(أ) $1.2(0.94f_{py})A_{ps}$

(ب) $1.2(0.80f_{pu})A_{ps}$

(ج) قوة الرفع القصوى التي يحددها مورّد أجهزة التثبيت مضروبة في 1.2

25.9.3 Local zone

25.9.3.1 The design of local zone in post-tensioned anchorages shall meet the requirements of (a), (b), or (c):

(a) Monostrand or single 16 mm. or smaller diameter bar anchorage devices shall meet the bearing resistance and local zone requirements of **ACI 423.7**

(b) Basic multi-strand anchorage devices shall meet the bearing resistance requirements of **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**, Article 5.10.9.7.2, except that the load factors shall be in accordance with 5.3.12 and ϕ shall be in accordance with 21.2.1

(c) Special anchorage devices shall satisfy the tests required in **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**, Article 5.10.9.7.3, and described in **AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications**, Article 10.3.2.3

25.9.3 المنطقة المحلية

25.9.3.1 يجب أن يستوفي تصميم المنطقة المحلية في التثبيت اللاحقة للشّد متطلبات (أ) أو (ب) أو (ج): (أ) يجب أن يفي أحاديّة أو أحادي القطب 16 mm. أو أقطار القضبان الصغيرة بمقاومة المحمل ومتطلبات المنطقة المحلية لـ **ACI 423.7**. (ب) يجب أن تستوفي أجهزة التثبيت الأساسية للملوّثات متطلبات مقاومة الصدمة لمواصفات التصميم الجسر **AASHTO LRFD** ، المادة 5.10.9.7.2 ، فيما عدا أن عوامل الحمولة يجب أن تكون طبقاً للفقرة 5.3.12 و ϕ يجب أن تكون متوافقة مع 21.2.1. (ج) يجب أن تستوفي أجهزة التثبيت الخاصة باختبارات المطلوبة في مواصفات تصميم الجسر **AASHTO LRFD** ، المادة 5.10.9.7.3 ، والموصوفة في مواصفات البناء الجسر **AASHTO LRFD** ، المادة 10.3.2.3

COMMENTARY

التعليق

R25.9.1.5 The sequence of anchorage device stressing can have a significant effect on the general zone stresses. Therefore, it is important to consider not only the final stage of a stressing sequence with all tendons stressed, but also intermediate stages during construction. The most critical bursting forces caused by each of the sequentially posttensioned tendon combinations, as well as that of the entire group of tendons, should be taken into account.

R25.9.1.5 يمكن أن يكون لتسلسل إجهاد التثبيت تأثير هام على ضغوط المنطقة العامة. لذلك ، من المهم النظر ليس فقط في المرحلة النهائية من تسلسل الإجهاد مع جميع الكابلات المجهدّة ، ولكن أيضاً المراحل المتوسطة أثناء البناء. يجب أن تؤخذ بعين الاعتبار قوى الانفجار الأكثر أهمية التي يسببها كل من تركيبات الكابلات إجهاد لاحق ، وكذلك مجموعة الكابلات بأكملها.

R25.9.2 Required strength

R25.9.2.1 The factored prestressing force is the product of the load factor and the maximum prestressing force permitted. The maximum permissible tensile stresses during jacking are defined in 20.3.2.5.1.

R25.9.2 المقاومة المطلوبة

R25.9.2.1 إن قوة الإجهاد المسبق المحسوبة هي نتاج عامل الحمولة وأقصى قوة مسبقة للإجهاد مسموح بها. يتم تعريف الحد الأقصى من إجهاد الشّد المسموح به أثناء الرفع في 20.3.2.5.1.

R25.9.3 Local zone—The local zone resists very high local stresses introduced by the anchorage device and transfers them to the remainder of the anchorage zone. The behavior of the local zone is strongly influenced by the specific characteristics of the anchorage device and its confining reinforcement, and is less influenced by the geometry and loading of the overall structure. Local-zone design sometimes cannot be completed until specific anchorage devices are selected. If special anchorage devices are used, the anchorage device supplier should furnish test information to demonstrate that the device is satisfactory under Article 10.3.2.3 of the **AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications (LRFDCONS)** and provide information regarding necessary conditions for use of the device. The main considerations in local-zone design are the effects of high bearing pressure and the adequacy of any confining reinforcement provided to increase concrete bearing resistance.

R.9.9.3 المنطقة المحلية - تقاوم المنطقة المحلية ضغوط محلية مرتفعة للغاية تم إدخالها بواسطة جهاز التثبيت وتقوم بنقلها إلى ما تبقى من منطقة التثبيت. يتأثر سلوك المنطقة المحلية بشدة بالخصائص المحددة لجهاز التثبيت والتسليح المحصن، وهو أقل تأثراً بهندسة الهيكل العام وتحمله. أحياناً لا يمكن إتمام تصميم المنطقة المحلية حتى يتم تحديد أجهزة تثبيت معينة. في حالة استخدام أجهزة إرساء خاصة ، ينبغي على مورد جهاز الركيزة تقديم معلومات اختبار لتوضيح أن الجهاز مرضٍ بموجب المادة 10.3.2.3 من مواصفات تشييد جسر الجسم **AASHTO LRFD (LRFDCONS)** وتوفير معلومات حول الظروف الضرورية لاستخدام الجهاز. وتتمثل الاعتبارات الرئيسية في تصميم المناطق المحلية في تأثيرات الضغط الحامل العالي ومدى كفاية أي تسليح حواجز مقدّمة لزيادة مقاومة تحمل الخرسانة.

CODE الكود

25.9.3.2 Where special anchorage devices are used, supplementary skin reinforcement shall be provided in addition to the confining reinforcement specified for the anchorage device.

25.9.3.2 في حالة استخدام أجهزة تثبيت خاصة، يجب توفير تسليح إضافي للجلد بالإضافة إلى تسليح الحصر المحدد لجهاز المرساة.

25.9.3.2.1 Supplementary skin reinforcement shall be similar in configuration and at least equivalent in volumetric ratio to any supplementary skin reinforcement used in the qualifying acceptance tests of the anchorage device.

25.9.3.2.1 يجب أن تكون تسليح الغطاء التكميلية متماثلة في التكوين وعلى الأقل مكافئ في الحجم لأي تسليح تكميلية للغطاء تستخدم في اختبارات القبول المؤهلة لجهاز الرفع.

25.9.4 General zone

25.9.4 المنطقة العامة

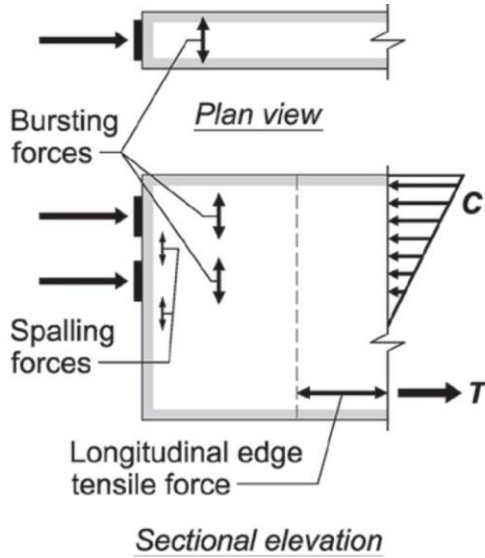


Fig. R25.9.4—Tensile stress zones within the general zone.

COMMENTARY التعليق

R25.9.3.2.1 Skin reinforcement is placed near the outer faces in the anchorage zone to limit local crack width and spacing. Reinforcement in the general zone for other actions (such as shrinkage and temperature) may be used in satisfying the supplementary skin reinforcement requirement. Determination of the supplementary skin reinforcement depends on the anchorage device hardware used and frequently cannot be determined until the specific anchorage devices are selected.

R25.9.3.2.1 توضع تسليح الغطاء بالقرب من الوجوه الخارجية في منطقة التثبيت للحد من عرض التشقق المحلي والتباعد. يمكن استخدام التسليح في المنطقة العامة للأعمال الأخرى (مثل الانكماش ودرجة الحرارة) في تلبية متطلبات تسليح الغطاء الإضافية. يعتمد تحديد تسليح الغطاء التكميلي على أجهزة التثبيت المستخدمة وكثيراً ما لا يمكن تحديدها حتى يتم تحديد أجهزة التثبيت المحددة.

R25.9.4 General zone—Within the general zone, the assumption that plane sections remain plane is not valid. Tensile stresses that can be caused by the tendon anchorage device, including bursting, spalling, and edge tension, as shown in Fig. R25.9.4, should be considered in design. In addition, the compressive stresses immediately ahead of the local zone should be checked (Fig. R25.9.1.1b).

R25.9.4 المنطقة العامة - داخل المنطقة العامة ، يكون الافتراض بأن أجزاء المستوى المستوية غير صالحة. يجب النظر في اجهادات الشد التي يمكن أن تسببها أداة ربط الكابلات، بما في ذلك الانفجار، الشباك، وشد الحافة، كما هو موضح في الشكل R.9.9.4، في التصميم. بالإضافة إلى ذلك، يجب التحقق من اجهادات الضغط مباشرة قبل المنطقة المحلية (الشكل R.9.9.1.1b).

CODE

الكود

25.9.4.1 The extent of the general zone is equal to the largest dimension of the cross section. In the case of slabs with anchorages or groups of anchorages spaced along the slab edge, the depth of the general zone shall be taken as the spacing of the tendons.

25.9.4.1 يساوي حجم المنطقة العامة أكبر البعد في المقطع العرضي. في حالة البلاطات ذات التثبيت أو مجموعات التثبيت المتساوية على طول حافة البلاطة، يتم أخذ عمق المنطقة العامة على شكل تباعد للكابلات.

25.9.4.2 For anchorage devices located away from the end of a member, the general zone shall include the disturbed regions ahead of and behind the anchorage devices.

25.9.4.2 بالنسبة لأجهزة التثبيت الواقعة في نهاية العضو، يجب أن تشمل المنطقة العامة المناطق المضطربة أمام أجهزة التثبيت وخلفه

25.9.4.3 Analysis of general zones

25.9.4.3.1 تحليل المناطق العامة

25.9.4.3.1 Methods (a) through (c) shall be permitted for design of general zones:

- (a) Strut-and-tie models in accordance with **Chapter 23**
 - (b) Linear stress analysis, including finite element analysis or equivalent
 - (c) Simplified equations in **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**, Article 5.10.9.6, except where restricted by 25.9.4.3.2
- The design of general zones by other methods shall be permitted, provided that the specific procedures used for design result in prediction of strength in substantial agreement with results of comprehensive tests

25-9-4-3-1 يُسمح بالطرق من (أ) إلى (ج) لتصميم المناطق العامة:

(أ) نماذج الدعامات والرباط وفقاً للفصل 23

(ب) تحليل الإجهاد الخطي، بما في ذلك تحليل العناصر المحدودة أو ما يعادلها

(ج) المعادلات المبسطة في تصميم **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications** المادة 5.10.9.6، إلا إذا كانت مقيدة بنسبة **25.9.4.3.2** يُسمح بتصميم المناطق العامة بطرق أخرى، بشرط أن الإجراءات المحددة المستخدمة في التصميم تؤدي إلى التنبؤ بالقوة في اتفاق جوهري مع نتائج الاختبارات الشاملة

COMMENTARY

التعليق

R25.9.4.1 The depth of the general zone in slabs is defined in AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (**LRFDUS**), Article 5.10.9 as the spacing of the tendons (Fig. R25.9.4.1). Refer to 25.9.4.4.6 for monostrand anchorages

R25.9.4.1 تم تحديد عمق المنطقة العامة في البلاطات في **AASHTO LRFD** مواصفات تصميم الجسر (**LRFDUS**)، المادة 5.10.9 كمباعدة للكابلات (الشكل. R25.9.4.1). ارجع إلى 25.9.4.4.6 التثبيت الاحادي

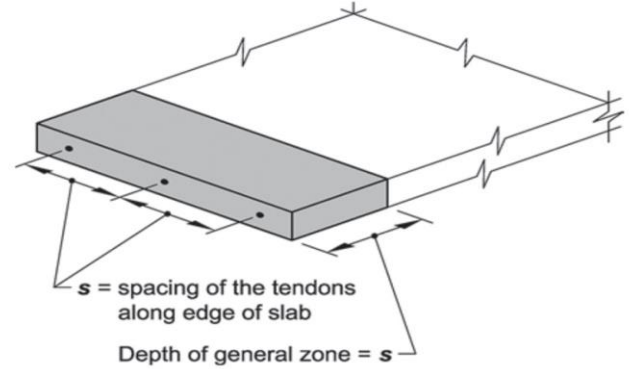


Fig. R25.9.4.1—Dimensions of general zone in post-tensioned slab.

R25.9.4.2 The dimensions of the general zone for anchorage devices located away from the end of the member are defined in Fig. R25.9.1.1b.

R25.9.4.2 تعرف أبعاد المنطقة العامة لأجهزة التثبيت الواقعة بعيداً عن نهاية العضو في الشكل R.9.9.1.1b.

R25.9.4.3 Analysis of general zones

R25.9.4.3 تحليل المناطق العامة

R25.9.4.3.1 The design methods include those procedures for which guidelines have been given in **AASHTO LRFDUS** and **Breen et al. (1994)**. These procedures have been shown to be conservative predictors of strength compared to test results (Breen et al. 1994). The use of the strut-and-tie method is especially helpful for general zone design (Breen et al. 1994). In many anchorage applications, where substantial or massive concrete regions surround the anchorages, simplified equations based on AASHTO LRFDUS and Breen et al. (1994) can be used except in the cases noted in 25.9.4.3.2.

R.9.9.4.3 تحليل المناطق العامة طريقة **R25.9.4.3.1** تتضمن أساليب التصميم تلك الإجراءات التي تم إعطاء إرشادات لها في **AASHTO LRFDUS** و **Breen et al. (1994)**. وقد تبين أن هذه الإجراءات تنبئ بالقوة مقارنة بنتائج الاختبار (Breen et al. 1994). إن استخدام طريقة **strut-and-tie** مفيد بشكل خاص لتصميم المنطقة العامة (Breen et al. 1994). في العديد من تطبيقات الربط، حيث تحيط مناطق خرسانية كبيرة أو ضخمة بالتثبيت، تقوم المعادلات المبسطة على أساس **AASHTO LRFDUS** و **Breen et al. (1994)** يمكن استخدامها إلا في الحالات المذكورة في **25.9.4.3.2**

Values for the magnitude of the bursting force, T_{burst} , and for its centroidal distance from the major bearing surface of the anchorage, d_{burst} , may be estimated from Eq. (R25.9.4.3.1a) and (R25.9.4.3.1b), respectively. The terms used in these equations are shown in Fig. R25.9.4.3.1 for a prestressing force with a small eccentricity. In the application of these equations, the specified stressing sequence should be considered if more than one tendon is present.

يمكن تقدير قيمة حجم قوة الانفجار ، T_{burst} ، ولمسافته المركزية من سطح التحمل الرئيسي للثبتي، من d_{burst} ، من (Eq.(R25.9.4.3.1a) و (R25.9.4.3.1b) ، على التوالي. المصطلحات المستخدمة في هذه المعادلات موضحة في الشكل R.9.9.4.3.1 لقوة إجهاد مسبق ذات تبين صغير. في تطبيق هذه المعادلات، ينبغي النظر في تسلسل الإجهاد المحدد إذا كان هناك أكثر من كابل واحد.

$$T_{burst} = 0.25 \sum P_{pu} \left(1 - \frac{h_{anc}}{h} \right) \quad (R25.9.4.3.1a)$$

$$d_{burst} = 0.5(h - 2e_{anc}) \quad (R25.9.4.3.1b)$$

where $\sum P_{pu}$ is the sum of the P_{pu} forces from the individual tendons; h_{anc} is the depth of the anchorage device or single group of closely spaced devices in the direction considered; and e_{anc} is the eccentricity (always taken as positive) of the anchorage device or group of closely spaced devices with respect to the centroid of the cross section (Fig. R25.9.4.3.1). Anchorage devices should be treated as closely spaced if their center-to-center spacing does not exceed 1.5 times the width of the anchorage device in the direction considered

حيث $\sum P_{pu}$ هو مجموع قوى P_{pu} من الكابلات الفردية ؛ h_{anc} هو عمق جهاز الثبتي أو مجموعة واحدة من الأجهزة ذات التباعد الدقيق في الاتجاه المنظور ؛ و e_{anc} هو الانحراف اللانهائي (الذي يؤخذ على الدوام كإيجابي) لجهاز الثبتي أو مجموعة من الأجهزة ذات التباعد الدقيق فيما يتعلق بالنقطة الوسطى للمقطع العرضي (الشكل R.9.9.4.3.1). يجب أن تعامل أجهزة الثبتي على مسافات متقاربة إذا لم تتجاوز مسافات الوسط إلى المركز 1.5 ضعف عرض جهاز الثبتي في الاتجاه

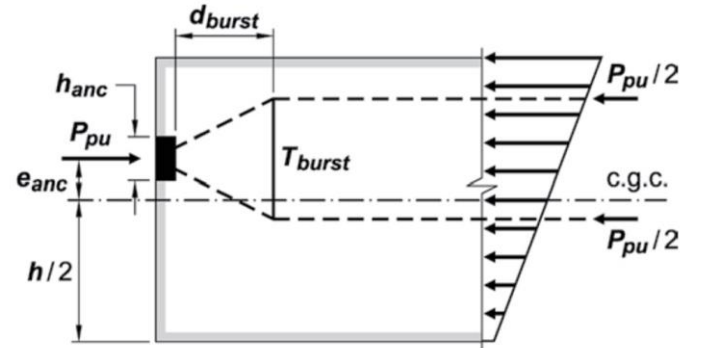


Fig. R25.9.4.3.1—Definition of terms used to define the

CODE

الكود

25.9.4.3.2 Simplified equations as permitted by 25.9.4.3.1(c) shall not be used for the design of a general zone if any of the situations listed in (a) through (g) occur:

- (a) Member cross sections are nonrectangular
- (b) Discontinuities in or near the general zone cause deviations in the force flow path
- (c) Minimum edge distance is less than 1.5 times the anchorage device lateral dimension in that direction
- (d) Multiple anchorage devices are used in other than one closely spaced group
- (e) Centroid of the tendons is located outside the kern
- (f) Angle of inclination of the tendon in the general zone is less than -5 degrees from the centerline of axis of the member, where the angle is negative if the anchor force points away from the centroid of the section
- (g) Angle of inclination of the tendon in the general zone is greater than +20 degrees from the centerline of axis of the member, where the angle is positive if the anchor force points towards the centroid of the section

25.9.4.3.2 معادلات مبسطة كما هو مسموح به في 25.9.4.3.1 (c) لا يسمح استخدامها لتصميم منطقة عامة إن وجدت الحالات المذكورة في (ا) خلال (ز) تحدث:

- (أ) المقاطع العرضية للعناصر الغير مستطيلة الشكل
- (ب) تسبب عدم الاستمرارية في المنطقة العامة أو بالقرب منها انحرافات في مسار القوة
- (ج) الحد الأدنى لمسافة الحافة أقل من 1.5 مرة من البعد الجانبي لجهاز التثبيت في ذلك الاتجاه
- (د) تستخدم أجهزة تثبيت متعددة في غير مجموعة واحدة متباعدة عن قرب
- (هـ) يقع مركز الكابلات خارج الجزء المعدني
- (و) زاوية ميل الكابلات في المنطقة العامة أقل من -5 درجة من محور العنصر ، حيث تكون الزاوية سالبة إذا كانت نقطة قوة التثبيت بعيدة المركز للمقطع.
- (ز) تكون زاوية ميل الكابلات في المنطقة العامة أكبر من +20 درجة من محور العنصر، حيث تكون الزاوية موجبة إذا كانت نقطة قوة التثبيت تشير إلى مركز المقطع.

COMMENTARY

التعليق

R25.9.4.3.2 The simplified equations in the **AASHTO LRFDUS** are not applicable in several common situations listed in 25.9.4.3.2. In these cases, a detailed analysis is required. In addition, in the post-tensioning of thin sections, flanged sections, or irregular sections, or where the tendons **have** appreciable curvature within the general zone, more general procedures such as those of AASHTO LRFDUS Articles 5.10.9.4 and 5.10.9.5 are required. Detailed recommendations for design principles that apply to all design methods are given in Article 5.10.9.3.2 of the AASHTO LRFDUS. Groups of monostrand tendons with individual monostrand anchorage devices are often used in beams. If a beam has a single anchorage device or a single group of closely spaced anchorage devices, the use of simplified equations such as those given in R25.9.4.3.1 is permitted, unless 25.9.4.3.2 governs. More complex conditions can be designed using the strut-and-tie method. Detailed recommendations for use of such models are given in AASHTO LRFDUS and **Breen et al. (1994)**.

R25.9.4.3.2 لا تنطبق المعادلات المبسطة في **AASHTO LRFDUS** في عدة حالات مشتركة مدرجة في الفقرة 25.9.4.3.2. في هذه الحالات، هناك حاجة لتحليل مفصل. بالإضافة إلى ذلك، في مرحلة ما بعد الشد في المقاطع الرقيقة، أو المقاطع ذات الحواف، أو المقاطع غير المنتظمة، أو حيث يكون للكابلات انحناء ملموس داخل المنطقة العامة، إجراءات أكثر عمومية مثل تلك الخاصة بـ **AASHTO LRFDUS** المواد 5.10.9.4 و 5.10.9.5 مطلوبة. وترد التوصيات التفصيلية لمبادئ التصميم التي تنطبق على جميع طرق التصميم في المادة 5.10.9.3.2 من **AASHTO LRFDUS**. تستخدم مجموعات الكابلات الاحادية مع أجهزة تثبيت في الكمرات. إذا كان للكمرة جهاز تثبيت واحد أو مجموعة واحدة من أجهزة التثبيت المقفلة، فإن استخدام المعادلات المبسطة كتلك المعطاة في **R25.9.4.3.1** مسموح به، ما لم يحكم 25.9.4.3.2. يمكن تصميم ظروف أكثر تعقيداً باستخدام طريقة **strut-and-tie**. يتم تقديم توصيات مفصلة لاستخدام هذه النماذج في **AASHTO LRFDUS** و **Breen et al. (1994)**.

CODE الكود

25.9.4.3.3 Three-dimensional effects shall be considered in design and analyzed by (a) or (b):

- (a) Three-dimensional analysis procedures
- (b) Approximated by considering the summation of effects for two orthogonal planes

25-3-4-9-25 يجب النظر في التأثيرات الثلاثية الأبعاد في التصميم والتحليل بواسطة (أ) أو (ب): (أ) إجراءات التحليل ثلاثية الأبعاد (ب) يقترب النظر في تجميع التأثيرات على عادية متعامدين

25.9.4.4 Reinforcement limits

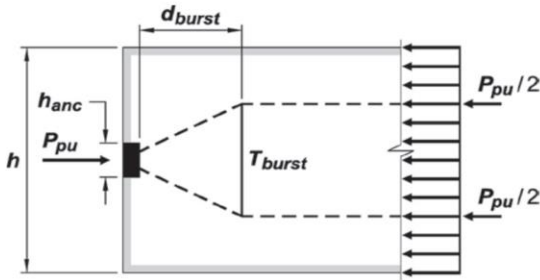
25.9.4.4 حدود التسليح

25.9.4.4.1 Tensile strength of concrete shall be neglected in calculations of reinforcement requirements.

25.9.4.4.1 يجب إهمال مقاومة الشد للخرسانة في حسابات متطلبات التسليح

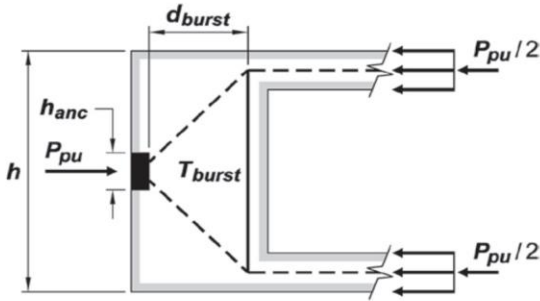
25.9.4.4.2 Reinforcement shall be provided in the general zone to resist bursting, spalling, and longitudinal edge tension forces induced by anchorage devices, as applicable. Effects of abrupt changes in section and stressing sequence shall be considered

25.9.4.4.2. يجب توفير التسليح في المنطقة العامة لمقاومة الانفجارات والشفط وقوى شد الحافة الطولية الناجمة عن أجهزة التثبيت، حسب الاقتضاء. يجب النظر في آثار التغييرات المفاجئة في المقطع وتسلسل الإجهاد



(a) Rectangular section

$$T_{burst} \approx 0.25 P_{pu}$$



(b) Flanged section with end diaphragm

$$T_{burst} \approx 0.50 P_{pu}$$

Fig. R25.9.4.4.2—Effect of cross section change.

COMMENTARY التعليق

R25.9.4.3.3 The provision for three-dimensional effects is to ensure that the effects perpendicular to the main plane of the member, such as bursting forces in the thin direction of webs or slabs are considered. In many cases, these effects can be determined independently for each direction, but some applications require a full three-dimensional analysis (for example, diaphragms for the anchorage of external tendons).

R25.9.4.3.3 يتمثل الحكم الخاص بالتأثيرات الثلاثية الأبعاد في التأكد من اعتبار التأثيرات المتعامدة على المستوى الرئيسي للعضو ، مثل قوى الانفجار في الاتجاه الرقيق للشفة أو البلاطات. في كثير من الحالات ، يمكن تحديد هذه التأثيرات بشكل مستقل لكل اتجاه ، ولكن بعض التطبيقات تتطلب تحليلاً ثلاثي الأبعاد كاملاً (على سبيل المثال ، أغشية التثبيت للكابلات الخارجية)

R25.9.4.4 Reinforcement limits

R25.9.4.4 حدود التسليح

R25.9.4.4.2 In some cases, reinforcement requirements cannot be determined until specific tendon and anchorage device layouts are selected. Design and approval responsibilities should be clearly assigned in the construction documents. Abrupt changes in section can cause substantial deviation in force paths. These deviations can greatly increase tensile forces, as shown in Fig. R25.9.4.4.2

R25.9.4.4.2 في بعض الحالات ، لا يمكن تحديد متطلبات التسليح حتى يتم تحديد تخطيطات محددة للكابلات والتثبيت. يجب تحديد مسؤوليات التصميم والموافقة بوضوح في وثائق البناء. التغييرات المفاجئة في المقطع يمكن أن تسبب انحرافاً كبيراً في مسارات القوة. يمكن لهذه الانحرافات زيادة قوى الشد بشكل كبير ، كما هو موضح في الشكل R.9.9.4.4.2

CODE

الكود

25.9.4.4.3 For anchorage devices located away from the end of the member, bonded reinforcement shall be provided to transfer at least $0.35P_{pu}$ into the concrete section behind the anchor. Such reinforcement shall be placed symmetrically around the anchorage device and shall be fully developed both behind and ahead of the anchorage device.

25-4-4-9-25 بالنسبة لأجهزة التثبيت الواقعة بعيداً عن نهاية العضو، يجب توفير تسليح مستقيمة لنقل ما لا يقل عن $0.35P_{pu}$ في المقطع الخرساني خلف التثبيت. يجب وضع هذا التسليح بشكل متناظر حول جهاز التثبيت، ويتم تثبيته بشكل كامل خلف جهاز التثبيت وقبله

25.9.4.4.4 If tendons are curved in the general zone, bonded reinforcement shall be provided to resist radial and splitting forces, except for monostrand tendons in slabs or where analysis shows reinforcement is not required.

25.9.4.4.4. إذا كانت الكابلات منحنية في المنطقة العامة، فيجب توفير تسليح مستقيمة لمقاومة القوى نصف قطرية والانقسامات، باستثناء الكابلات أحادية الرأس في البلاطات أو حيث يظهر التحليل أن التسليح غير مطلوب

25.9.4.4.5 Reinforcement with a nominal tensile strength equal to 2 percent of the factored prestressing force shall be provided in orthogonal directions parallel to the loaded face of the anchorage zone to limit spalling, except for monostrand tendons in slabs or where analysis shows reinforcement is not required

25.9.4.4.5. يتم توفير التسليح ذو قوة شد اسمية تعادل 2٪ من قوة الإجهاد المسبق في الاتجاهات المتعامدة مع وجه التحميل في منطقة التثبيت للحد من التقصص، باستثناء الكابلات أحادية الرأس في البلاطات أو حيث يظهر التحليل التسليح غير مطلوب

COMMENTARY

التعليق

R25.9.4.4.3 Where anchorages are located away from the end of a member, local tensile stresses are generated behind these anchorages (Fig. R25.9.1.1b) due to compatibility of deformations ahead of and behind the anchorages. Bonded tie-back reinforcement parallel to the tendon is required in the immediate vicinity of the anchorage to limit the extent of cracking behind the anchorage. The requirement of $0.35P_{pu}$ was derived using 25 percent of the unfactored prestressing force being resisted by reinforcement at $0.6f_y$ considering a load factor of 1.2. Therefore, the full yield strength of the reinforcement, f_y , should be used in calculating the provided capacity

R25.9.4.4.3 عندما تكون التثبيت بعيدة عن نهاية العضو، تنشأ ضغوط شد محلية خلف هذه التثبيت (الشكل R25.9.1.1b) بسبب توافق التشوهات التي تحدث قبل التثبيت وخلفها. مطلوب تسليح التعادل الاستيعادي موازية للكابلات في المنطقة المجاورة مباشرة من تثبيت للحد من مدى تكسير وراء التثبيت. تم اشتقاق متطلبات $0.35P_{pu}$ باستخدام 25٪ من قوة الإجهاد المسبقة غير المضاعفة التي تم مقاومتها من خلال التسليح عند $0.6f_y$ مع الأخذ في الاعتبار عامل الحمولة 1.2. لذلك، ينبغي استخدام مقاومة الخضوع الكاملة للتسليح، f_y ، في حساب السعة المقدمة

R25.9.4.4.5 The spalling force for tendons for which the centroid lies within the kern of the section may be estimated as 2 percent of the total factored prestressing force, except for multiple anchorage devices with center-to-center spacing greater than 0.4 times the depth of the section

R25.9.4.4.5 يمكن تقدير قوة الشباك في الكابلات التي تقع فيها النقطة الوسطى داخل نواة المقطع على أنها 2 في المائة من مجموع قوة الإجهاد المسبقة، باستثناء أجهزة الربط المتعددة التي تكون المسافات بين المركز والوسط أكبر من 0.4 مرة. عمق المقطع

CODE

الكود

25.9.4.4.6 For monostrand anchorage devices for 12.7mm. or smaller diameter strands in normalweight concrete slabs, reinforcement satisfying (a) and (b) shall be provided in the general zone, unless a detailed analysis in accordance with 25.9.4.3 shows that this reinforcement is not required:

(a) Two horizontal bars at least No. 13 in size shall be provided parallel to the slab edge. They shall be permitted to be in contact with the front face of the anchorage device and shall be within a distance of $h/2$ ahead of each device. Those bars shall extend at least 150 mm. either side of the outer edges of each device.

(b) If the center-to-center spacing of anchorage devices is 300mm. or less, the anchorage devices shall be considered as a group. For each group of six or more anchorage devices, $n + 1$ hairpin bars or closed stirrups at least No. 10 in size shall be provided, where n is the number of anchorage devices. One hairpin bar or stirrup shall be placed between each anchorage device and one on each side of the group. The hairpin bars or stirrups shall be placed with the legs extending into the slab perpendicular to the edge. The center portion of the hairpin bars or stirrups shall be placed perpendicular to the plane of the slab from $3h/8$ to $h/2$ ahead of the anchorage devices.

25-6-4-9-6 بالنسبة للأجهزة التثبيت أحادية السلك للقطاعات 12.7mm أو ذات القطر الأصغر في البلاطات الخرسانية ذات الوزن العادي، يجب توفير التسليح المستوفي (أ) و (ب) في المنطقة العامة، ما لم يكن هناك تحليل مفصل وفقاً لـ 25.9.4.3 يدل على أن هذا التسليح غير مطلوب:

(أ) يتم توفير قضبان أفقية لا يقل عددها عن رقم 13 في الحجم بالتوازي مع حافة البلاطة. يسمح لهم بالاتصال بالوجه الأمامي لجهاز التثبيت ويجب أن يكونوا على مسافة $h/2$ قبل كل جهاز. يجب أن تمتد هذه القضبان على الأقل 150 mm. أي من جانبي الحواف الخارجية لكل جهاز.

(ب) إذا كانت المسافات بين أجهزة التثبيت من المركز إلى المركز 300mm أو أقل ، فإن أجهزة التثبيت تعتبر مجموعة. بالنسبة لكل مجموعة مكونة من ستة أجهزة أو أكثر من أجهزة التثبيت، يجب توفير قضبان دبوس التثبيت $n + 1$ أو مغلقة على الأقل بحجم رقم 10، حيث n هو عدد أجهزة المثبتة. يوضع قضيب دبوس واحد أو كائنة واحدة بين كل جهاز ربط وآخر على كل جانب من المجموعة. يجب وضع قضبان دبوس التثبيت أو الكانات مع تمديد الساقين إلى بلاطة عمودي على الحافة. يتم وضع الجزء الأوسط من قضبان دبوس التثبيت أو الكانات بشكل عمودي على سطح البلاطة من $3h/8$ إلى $h/2$ قبل أجهزة التثبيت.

COMMENTARY

التعليق

R25.9.4.4.6 For monostrand slab tendons, the generalzone minimum reinforcement requirements are based on the recommendations of ACI 423.3R, which were based on Breen et al. (1994). Typical details are shown in Fig. R25.9.4.4.6. The horizontal bars parallel to the edge required by 25.9.4.4.6(a) should be continuous where possible. The tests on which the recommendations of Breen et al. (1994) were based were limited to anchorage devices for 12.7mm. diameter, Grade 270 strand, and unbonded tendons in normalweight concrete. Thus, for larger strand anchorage devices and for use in lightweight concrete slabs, ACI Committee 423 recommended that the amount and spacing of reinforcement should be conservatively adjusted to provide for the larger anchorage force and smaller splitting tensile strength of lightweight concrete (ACI 423.3R). ACI 423.3R and Breen et al. (1994) both recommend that hairpin bars also be furnished for anchorages located within 300mm. of slab corners to resist edge tension forces. The meaning of "ahead of" in 25.9.4.4.6 is illustrated in Fig. R25.9.1.1b. In those cases where multistrand anchorage devices are used for slab tendons, all provisions of 25.9.4 are to be satisfied. The reinforcement perpendicular to the plane of the slab required by 25.9.4.4.6(b) for groups of relatively closely spaced tendons should also be provided in the case of widely spaced tendons.

R25.9.4.4.6 بالنسبة لكابلات البلاطة الأحادية ، تستند متطلبات الحد الأدنى للتسليح في المنطقة العامة إلى توصيات ACI 423.3R ، التي استندت إلى Breen et al. (1994). التفاصيل النموذجية موضحة بالشكل R25.9.4.4.6. يجب أن تكون القضبان الأفقية المتوازية مع الحافة المطلوبة في 25.9.4.4.6

(أ) مستمرة قدر الإمكان. الاختبارات التي توصيات Breen وآخرون. (1994) كانت مستندة إلى أجهزة ربط قطرها 12.7 mm وفريد 270 وكابلات غير مرتبطة في الخرسانة ذات الوزن العادي. لذلك، بالنسبة لأجهزة التثبيت ذات الجدران الأكبر وللاستخدام في البلاطات خرسانية خفيفة الوزن، أوصت اللجنة ACI 423 بضبط كمية ومساعدة التسليح بشكل محافظ لتوفير قوة التثبيت الأكبر وقوة الشد الصغيرة للخرسانة خفيفة الوزن (1994). ACI 423.3R and Breen et al. (1994) على حد سواء يوصي أن تكون قضبان دبوس التثبيت أيضا للتثبيت تقع في غضون 300mm. من زوايا البلاطة لمقاومة قوى شد الحافة يتم توضيح معنى "قبل" في 25.9.4.4.6 في الشكل R.9.9.1.1b. في الحالات التي تستخدم فيها أجهزة تثبيت متعددة التثبيت لكابلات البلاطة ، يجب استيفاء جميع الأحكام الواردة في 25.9.4. يجب أيضاً توفير التسليح المتعامد على مستوى سطح البلاطة المطلوبة بـ 25.9.4.4.6 (b) للمجموعات ذات الكابلات المتقاربة نسبياً في حالة الكابلات ذات التباعد الواسع.

CODE
الكود

COMMENTARY
التعليق

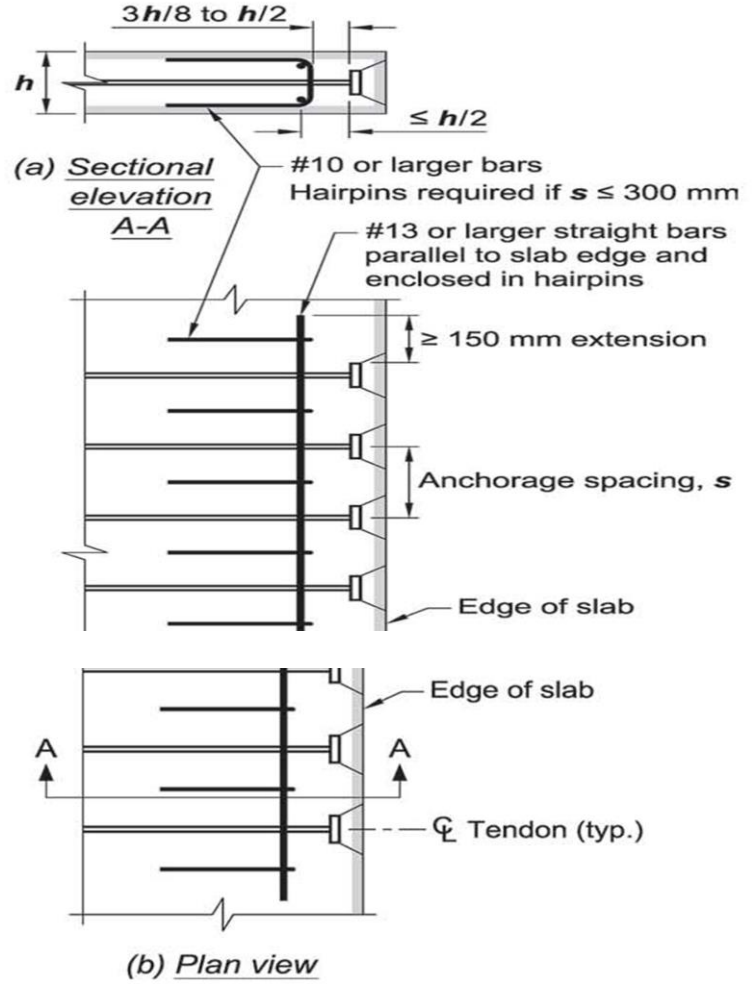


Fig. R25.9.4.4.6—Anchorage zone reinforcement for groups of 12.7 mm. or smaller diameter tendons in slabs.

شكل - R25.9.4.4.6 تسليح منطقة التثبيت للمجموعات التي يبلغ قطرها 12.7 ملم .
أو كابلات الشد ذات القطر الأصغر في البلاطات.

25.9.4.5 Limiting stresses in general zones

25.9.4.5 حد الاجهاد في المناطق العامة

25.9.4.5.1 Maximum design tensile stress in reinforcement at nominal strength shall not exceed the limits in Table 25.9.4.5.1.

25.9.4.5.1 لا يجب أن يتجاوز الحد الأقصى للإجهاد التصميمي للشد في التسليح عند القوة الاسمية الحدود الواردة في الجدول 25.9.4.5.1.

R25.9.4.5 Limiting stresses in general zones

R25.9.4.5 حد الاجهاد في المناطق العامة

R25.9.4.5.1 The value for nominal tensile strength of bonded prestressing steel is limited to the yield strength of the prestressing steel because Eq. (20.3.2.3.1) may not apply to these nonflexural applications. The value for unbonded prestressing steel is based on 20.3.2.4.1, but limited for these short-length, nonflexural applications.

R25.9.4.5.1 تقتصر قيمة مقاومة الشد الاسمية للصلب المسبقي الإجهاد على قوة الخضوع للصلب قبل الإجهاد لأن المعادل (20.3.2.3.1) قد لا تنطبق على هذه التطبيقات غير الانضغاطية. تستند قيمة الفولاذ مسبقة الإجهاد غير مسبوق على 20.3.2.4.1 ، ولكنها محدودة لهذه التطبيقات قصيرة المدى غير الانضغاطية.

CODE

الكود

Table 25.9.4.5.1—Maximum design tensile stress in reinforcement

جدول 25.9.4.5.1 - الحد الأقصى من إجهاد الشد في التصميم

Type of reinforcement	Maximum design tensile stress
Nonprestressed reinforcement	f_y
Bonded, prestressed reinforcement	f_{py}
Unbonded, prestressed reinforcement	$f_{se} + 70$

25.9.4.5.2 Compressive stress in concrete at nominal strength shall not exceed $0.7 \lambda f_{ci}'$, where λ is defined in 19.2.4.

25.9.4.5.2 يجب ألا يتعدى الإجهاد الانضغاطي للخرسانة ذات القوة الاسمية $0.7 \lambda f_{ci}'$ ، حيث λ يتم تعريفها في 19.2.4.

25.9.4.5.3 If concrete is confined by spirals or hoops and the effect of confining reinforcement is documented by tests and analysis, it shall be permitted to use an increased value of compressive stress in concrete when calculating the nominal strength of the general zone.

25.9.4.5.3 إذا كانت الخرسانة محصورة بواسطة اللوالب أو الأطواق ، وتم توثيق تأثير تسليح الحصر عن طريق الاختبارات والتحليل ، يجب السماح باستخدام قيمة متزايدة لإجهاد الضغط في الخرسانة عند حساب القوة الاسمية للمنطقة العامة.

25.9.4.5.4 Prestressing reinforcement shall not be stressed until compressive strength of concrete, as indicated by tests of cylinders cured in a manner consistent with curing of the member, is at least 17 Mpa for single strand or bar tendons or at least 28 Mpa for multistrand tendons unless 25.9.4.5.5 is satisfied

25.9.4.5.4 لا يجب التأكيد على تسليح الإجهاد المسبق حتى تصل مقاومة الضغط للخرسانة ، كما يتبين من اختبارات الأسطوانات التي تمت معالجتها بطريقة تتوافق مع علاج العضو ، إلى 17 ميجا باسكال على الأقل لكابلات الشد الأحادية أو شريط كابلات الشد أو على الأقل 28 ميجا باسكال لكابلات الشد ما لم يكن مستوفي 25.9.4.5.5

COMMENTARY

التعليق

R25.9.4.5.2 Some inelastic deformation of concrete within general zones is expected because anchorage zone design is based on a strength approach. The inclusion of the λ factor for lightweight concrete reflects its lower tensile strength, which is an indirect factor in limiting compressive stresses, as well as the wide scatter and brittleness exhibited in some lightweight concrete anchorage zone tests.

R25.9.4.5.2 من المتوقع حدوث بعض التشوه في الخرسانة داخل المناطق العامة لأن تصميم منطقة التثبيت يستند إلى نهج القوة. ويعكس إدراج عامل λ للخرسانة خفيفة الوزن قوته الشدية المنخفضة ، وهو عامل غير مباشر في الحد من إجهاد الانضغاطية ، بالإضافة إلى التشرذم الواسع والقشع المعروض في بعض اختبارات منطقة تثبيت الخرسانة الخفيفة.

R25.9.4.5.3 For well-confined concrete, the effective compressive strength may be increased (Breen et al. 1994). Test results given in Breen et al. (1994) indicate that the compressive stress introduced by auxiliary prestressing applied perpendicular to the axis of the main tendons can be effective in increasing anchorage zone strength.

R25.9.4.5.3 بالنسبة للخرسانة المحصورة جيداً ، يمكن زيادة قوة الضغط الفعالة (Breen et al. 1994). نتائج الاختبارات الواردة في Breen et al. (1994) تشير إلى أن إجهاد الانضغاطي الذي يقدمه إجهاد مساعد مطبق عمودياً على محور الكابلات الشد الرئيسية يمكن أن يكون فعالاً في زيادة قوة منطقة التثبيت.

R25.9.4.5.4 To limit early shrinkage cracking, monostrand tendons are sometimes stressed at concrete strengths less than 17 Mpa. In such cases, either oversized monostrand anchorages are used, or the strands are stressed in stages, often to levels one-third to one-half of the final prestressing force as permitted by 25.9.4.5.5.

R25.9.4.5.4 للحد من تشقق الانكماش المبكر ، يتم في بعض الأحيان التشديد على كابلات الشد الأحادية عند نقاط قوة الخرسانة أقل من 17 ميجا باسكال. في مثل هذه الحالات ، يتم استخدام تثبيت أحادية ، أو يتم التركيز على كابلات مجهدة في مراحل ، في كثير من الأحيان إلى مستويات الثلث إلى النصف من قوة الإجهاد المسبق النهائي كما هو مسموح به في 25.9.4.5.5.

CODE
الكود

25.9.4.5.5 Provisions of 25.9.4.5.4 need not be satisfied if (a) or (b) is satisfied:

- (a) Oversized anchorage devices are used to compensate for a lower concrete compressive strength
- (b) Prestressing reinforcement is stressed to no more than 50 percent of the final prestressing force

25.9.4.5.5 يجب عدم استيفاء الأحكام الواردة في 25.9.4.5.4 إذا تم استيفاء (أ) أو (ب):

- (أ) تستخدم أجهزة تثبيت كبيرة الحجم للتعويض عن قوة ضاغطة منخفضة للخرسانة
- (ب) يتم التأكد على تسليح الإجهاد المسبق إلى ما لا يزيد عن 50 في المئة من قوة الإجهاد المسبق النهائي

25.9.5 Reinforcement detailing

25.9.5 تفصيل التسليح

25.9.5.1 Selection of reinforcement size, spacing, cover, and other details for anchorage zones shall make allowances for tolerances on fabrication and placement of reinforcement; for the size of aggregate; and for adequate placement and consolidation of the concrete.

25.9.5.1 اختيار حجم التسليح والمسافة والغطاء والتفاصيل الأخرى لمناطق التثبيت يجب أن يوفر بدلات للتفاوتات في التصنيع ووضع التسليح ؛ لحجم الكلي. والتناسب الكافي وتوحيد الخرسانة.

COMMENTARY
التعليق

CODE

الكود

CHAPTER 26—CONSTRUCTION DOCUMENTS AND INSPECTION

الفصل 26 - وثائق التشييد والإشراف

26.1—Scope

26.1 المجال

COMMENTARY

التعليق

R26—CONSTRUCTION DOCUMENTS AND INSPECTION

R26 - وثائق التشييد والإشراف

R26.1—Scope

R26.1 المجال

This chapter establishes the minimum requirements for information that must be included in the construction documents as applicable to the project. The requirements include information developed in the structural design that must be conveyed to the contractor, provisions directing the contractor on required quality, and inspection requirements to verify compliance with the construction documents. In previous editions of the Code through 2011, these provisions were located throughout the document. Starting with the 2014 edition, with the exception of Chapter 17, all provisions relating to construction have been gathered into this chapter for use by the licensed design professional. Construction- and inspection-related provisions associated with anchors are in **Chapter 17** and are called out within Sections 26.7 and 26.13, as appropriate. This chapter is directed to the licensed design professional responsible for incorporating project requirements into the construction documents. The construction documents should contain all of the necessary design and construction requirements for the contractor to achieve compliance with the Code. It is not intended that the Contractor will need to read and interpret the Code. A general reference in the construction documents requiring compliance with this Code is to be avoided because the contractor is rarely in a position to accept responsibility for design details or construction requirements that depend on detailed knowledge of the design. References to specific Code provisions should be avoided as well because it is the intention of the Code that all necessary provisions be included in the construction documents. For example, references to specific provisions within Chapter 26 are expected to be replaced with the appropriate references within the project construction documents. Reference to ACI and ASTM standards as well as to other documents is expected. This chapter includes provisions for some of the information that is to be in the construction documents. This chapter is not intended as an all-inclusive list; additional items may be applicable to the Work or required by the building official. **ACI 301** is a reference construction specification that is written to be consistent with the requirements of this Code. It is recognized that there are situations, such as those in precast or post-tensioned structures, where design and detailing of portions of the Work are delegated to specialty engineers or contractors who may retain the services of a specialty engineer. Such specialty engineers should be licensed design professionals who are sufficiently knowledgeable in the design and construction of the structural items being delegated for design.

يحدد هذا الفصل الحد الأدنى من متطلبات المعلومات التي يجب تضمينها في وثائق الإنشاء حسب ما ينطبق على المشروع. وتشمل المتطلبات المعلومات التي تم تثبيتها في التصميم الهيكلي والتي يجب نقلها إلى المقاول، والأحكام التي توجه المقاول بشأن الجودة المطلوبة، ومتطلبات الإشراف للتحقق من الامتثال لمستندات البناء. في الإصدارات السابقة من الكود حتى عام 2011، كانت هذه الأحكام موجودة في جميع أنحاء الوثيقة. بدءاً من طبعة 2014، باستثناء الفصل 17، تم جمع الأحكام المتعلقة بالبناء في هذا الفصل لاستخدامها من قبل أخصائي التصميم المرخص. ترد الأحكام المتعلقة بالتشييد والمعاينة المرتبطة بالتثبيت في الفصل 17 وتدرج في القسمين 26.7 و 26.13، حسب الاقتضاء. هذا الفصل موجه إلى محترف التصميم المرخص المسؤول عن دمج متطلبات المشروع في وثائق البناء. يجب أن تحتوي مستندات التشييد على جميع متطلبات التصميم والبناء اللازمة للمقاول لتحقيق الامتثال للكود. ليس المقصود من المقاول أن يحتاج إلى قراءة وتفسير الكود. يجب تجنب الإشارة العامة في وثائق الإنشاء التي تتطلب الالتزام بهذا القانون لأن المقاول نادراً ما يكون في وضع يسمح له بقبول المسؤولية عن تفاصيل التصميم أو متطلبات البناء التي تعتمد على المعرفة التفصيلية للتصميم. يجب تجنب الإشارات إلى أحكام محددة في الكود لأن نية الكود هي تضمين جميع الأحكام الضرورية في وثائق البناء. على سبيل المثال، من المتوقع استبدال الإشارات إلى أحكام محددة في الفصل 26 بالمراجع المناسبة في وثائق بناء المشروع. من المتوقع الإشارة إلى معايير ACI و ASTM بالإضافة إلى وثائق أخرى. يتضمن هذا الفصل أحكاماً لبعض المعلومات التي يجب أن تكون في وثائق الإنشاء. ليس المقصود هذا الفصل كقائمة شاملة؛ قد تكون عناصر إضافية قابلة للتطبيق على العمل أو المطلوبة من قبل مسؤول البناء. **ACI 301** عبارة عن مواصفات بناء مرجعية تتم كتابتها لتكون متوافقة مع متطلبات هذا الكود. من المعترف به أن هناك حالات، مثل تلك الموجودة في الهياكل سابقة الصب أو بعد الشد، حيث يتم تفويض تصميم وتفصيل أجزاء من العمل للمهندسين المتخصصين أو المقاولين الذين قد يحتفظون بخدمات مهندس متخصص. يجب أن يكون مرخصاً لمهندسي التخصص هؤلاء مرخصين في التصميم يتمتعون بمعرفة كافية في تصميم وإنشاء العناصر الهيكلية التي يتم تفويضها للتصميم.

Chapter 26 is organized as shown below:

الفصل 26 منظم كما هو مبين أدناه:

Chapter 26 is organized as shown below:

Section	Coverage
26.1	Scope
26.2	Design criteria
26.3	Member information
26.4	Concrete materials and mixture requirements
26.5	Concrete production and construction
26.6	Reinforcement materials and construction requirements
26.7	Anchoring to concrete
26.8	Embedments
26.9	Additional requirements for precast concrete
26.10	Additional requirements for prestressed concrete
26.11	Formwork
26.12	Concrete evaluation and acceptance
26.13	Inspection

CODE الكود

26.1.1 This chapter addresses (a) through (c):

(a) Design information that the licensed design professional shall specify in the construction documents, if applicable.

(b) Compliance requirements that the licensed design professional shall specify in the construction documents, if applicable.

26.1.1 يتناول هذا الفصل (أ) إلى (ج):

(أ) تصميم المعلومات التي يحددها أخصائي التصميم المرخص في وثائق التشييد ، إن وجدت.

(ب) شروط الامتثال التي يحددها أخصائي التصميم المرخص في وثائق التشييد ، إن وجدت.

(c) Inspection requirements that the licensed design professional shall specify in the construction documents, if applicable.

(ج) متطلبات الاشراف التي يحددها أخصائي التصميم المرخص في وثائق التشييد ، إن وجدت.

COMMENTARY التعليق

R26.1.1 Chapter 17, Anchoring to Concrete, also contains design information, compliance requirements, and inspection requirements for anchoring to concrete.

R26.1.1 يحتوي الفصل 17 ، التثبيت للخرسانة أيضاً على معلومات التصميم ومتطلبات الامتثال ومتطلبات الاشراف للربط بالخرسانة.

R26.1.1(a) and (b) Except for the inspection requirements of 26.13, the provisions of this chapter are organized by design information and compliance requirements. Design information is project specific and developed during the structural design. It describes the basis of the design or provides information regarding the construction of the Work. Only design information that is applicable to the Work need be provided. Compliance requirements are general provisions that provide a minimum acceptable level of quality for construction of the Work. It is not the intent of the Code to require the licensed design professional to incorporate verbatim the compliance requirements into the construction documents. Some of these requirements may not be applicable to a specific project. Construction documents that incorporate the minimum applicable compliance requirements of this chapter are considered to comply with the Code, even if the requirements are stated differently, exceed these minimum requirements, or provide more detail.

R26.1.1 (أ) و (ب) باستثناء متطلبات الاشراف 26.13 ، يتم تنظيم أحكام هذا الفصل من خلال معلومات التصميم ومتطلبات الامتثال. تصميم المعلومات هو مشروع محدد وتطورها خلال التصميم الهيكلي. فهو يصف أساس التصميم أو يوفر معلومات تتعلق ببناء العمل. يتم توفير معلومات التصميم التي تنطبق على العمل فقط. متطلبات الامتثال هي أحكام عامة توفر أدنى مستوى مقبول من الجودة لبناء العمل. وليس الغرض من الكود هو أن يقتضي من فني التصميم المرخص أن يدرج حرفياً متطلبات الامتثال في مستندات الإنشاء. قد لا تنطبق بعض هذه المتطلبات على مشروع معين. تعتبر مستندات الإنشاء التي تتضمن الحد الأدنى لمتطلبات الامتثال المعمول بها في هذا الفصل متوافقة مع الكود، حتى إذا تم تحديد المتطلبات بشكل مختلف أو تجاوز الحد الأدنى من المتطلبات أو تقديم مزيد من التفاصيل.

R26.1.1(c) Section 26.13 provides inspection provisions to be used in the absence of general building code inspection provisions. These inspection requirements are intended to provide verification that the Work complies with the construction documents. The inspection requirements of the governing jurisdiction or the general building code take precedence over those included in this chapter. Refer to 26.13.1. **ACI 311.4R** provides guidance for inspection of concrete construction, and **ACI 311.6** is a reference specification for testing services for ready mixed concrete.

R26.1.1(c) تنص المادة 26-13 على أحكام الاشراف الواجب استخدامها في حالة عدم وجود أحكام عامة لتفتيش قانون البناء. الغرض من متطلبات الاشراف هذه هو توفير التحقق من أن العمل يتوافق مع مستندات البناء. تأخذ متطلبات الاشراف الخاصة بالاختصاص القضائي أو قانون البناء العام الأسبقية على تلك المدرجة في هذا الفصل. ارجع إلى 26.13.1. يوفر **ACI 311.4R** إرشادات لفحص الإنشاءات الخرسانية، و **ACI 311.6** هو عبارة عن مواصفة مرجعية لخدمات اختبار الخرسانة الجاهزة.

CODE الكود

26.2—Design criteria

26.2 معايير التصميم

26.2.1 Design information:

(a) Name and year of issue of the Code, general building code, and any supplements governing design.

(b) Loads used in design.

26.2.1 معلومات التصميم:

(أ) اسم وسنة إصدار الكود ورمز البناء العام وأية إضافات تحكم التصميم.

(ب) الأحمال المستخدمة في التصميم.

(c) Design work delegated to the contractor including applicable design criteria.

(ج) أعمال التصميم الموكلة إلى المقاول بما في ذلك معايير التصميم المعمول بها.

26.3—Member information

26.3 معلومات العنصر

26.3.1 Design information:

26.3.1 معلومات التصميم:

(a) Member size, location, and related tolerances.

(أ) حجم العنصر ومكانه والتفاوتات المتعلقة به.

COMMENTARY التعليق

R26.2—Design criteria

R26.2 - معايير التصميم

R26.2.1(a) and (b) Reference to the applicable version of the documents that govern the design including essential loading information, such as gravity and lateral loading, is to be included in the construction documents.

R26.2.1 (أ) و (ب) يجب إدراج الإشارة إلى النسخة المطبقة من الوثائق التي تحكم التصميم بما في ذلك معلومات التحميل الأساسية ، مثل الجاذبية والتحميل الجانبي ، في مستندات الإنشاء.

R26.2.1(c) The licensed design professional often delegates the design of portions of the structure to a specialty engineer, such as one retained by the contractor. The licensed design professional should provide the necessary information for the completion of this design consistent with the overall design of the structure. This information includes design loads that impact the delegated design work. An example is earthquake design criteria for precast concrete fascia panel connections to provide compatibility with the overall structural system.

R26.2.1 (ج) غالباً ما يفوض خبير التصميم المرخص تصميم أجزاء من الهيكل لمهندس متخصص ، مثل واحد يحتفظ به المقاول. يجب على فني التصميم المرخص توفير المعلومات اللازمة لإكمال هذا التصميم بما يتماشى مع التصميم العام للهيكل. تتضمن هذه المعلومات أحمال التصميم التي تؤثر على أعمال التصميم المفوضة. مثال على ذلك هو معايير تصميم الزلازل لوصلات البلاطة الخرسانية مسبقة الصب لتوفير التوافق مع النظام الهيكلي الإجمالي.

R26.3—Member information

R26.3 - معلومات العنصر

R26.3.1(a) Construction tolerances for member size and location can be incorporated in construction documents by reference to **ACI 117** for cast-in-place construction or to **ACI ITG-7** for precast construction. Specific project tolerances that are more restrictive or that are not covered in these references should also be included in the construction documents.

R26.3.1(a) يمكن إدراج تفاوتات البناء بالنسبة لحجم العنصر وموقعه في وثائق التشييد بالرجوع إلى **ACI 117** للبناء في الموقع أو إلى **ACI ITG-7** من أجل البناء المسبق الصنع. يجب أيضاً تضمين تسويات المشروع المحددة الأكثر تقييداً أو التي لم يتم تناولها في هذه المراجع في مستندات الإنشاء.

CODE
الكود

26.4—Concrete materials and mixture requirements

26.4 - المواد الخرسانية ومتطلبات الخلط

26.4.1 Concrete materials

26.4.1 مواد خرسانية

26.4.1.1 Cementitious materials

26.4.1.1 المواد الأسمنتية

26.4.1.1.1 Compliance requirements:

(a) Cementitious materials shall conform to the specifications in Table 26.4.1.1.1(a).

26.4.1.1.1 متطلبات الامتثال:

26.4.1.1.1 (أ) يجب أن تتوافق المواد الأسمنتية مع المواصفات الواردة في جدول 26.4.1.1.1 (أ).

Table 26.4.1.1.1(a)—Specifications for cementitious materials

الجدول 26.4.1.1.1 (أ) - مواصفات المواد الإسمنتية

Table 26.4.1.1.1(a)—Specifications for cementitious materials

Cementitious material	Specification
Portland cement	ASTM C150M
Blended hydraulic cements	ASTM C595M, excluding Type IS (≥ 70) and Type IT ($S \geq 70$)
Expansive hydraulic cement	ASTM C845M
Hydraulic cement	ASTM C1157M
Fly ash and natural pozzolan	ASTM C618
Slag cement	ASTM C989M
Silica fume	ASTM C1240

(b) All cementitious materials specified in Table 26.4.1.1.1(a) and the combinations of these materials shall be included in calculating the w/cm of the concrete mixture.

(ب) تدرج جميع المواد الأسمنتية المحددة في الجدول 26-4-1-1-1 (أ) وتركيبات هذه المواد في حساب w/cm لمزيج الخرسانة.

COMMENTARY
التعليق

R26.4—Concrete materials and mixture requirements

R26.4 - المواد الخرسانية ومتطلبات الخلط

CODE

الكود

26.4.1.2 Aggregates

26.4.1.2 الركام

26.4.1.2.1 Compliance requirements:

(a) Aggregates shall conform to (1) or (2):

(1) Normalweight aggregate: **ASTM C33**.

(2) Lightweight aggregate: **ASTM C330**.

26.4.1.2.1 متطلبات الامتثال:

(أ) يجب أن تتوافق الركام مع (1) أو (2):

(1) الركام الطبيعي: **ASTM C33**.

(2) الركام الخفيف: **ASTM C330**.

(b) Aggregates not conforming to ASTM C33 or ASTM C330 are permitted if they have been shown by test or actual service to produce concrete of adequate strength and durability and are approved by the building official.

(ب) يسمح بالركام غير المطابق للمواصفة ASTM C33 أو ASTM C330 إذا كان قد تم إظهاره عن طريق الاختبار أو الخدمة الفعلية لإنتاج الخرسانة ذات القوة والمتانة الكافيين ويتم الموافقة عليها من قبل مسؤول البناء.

26.4.1.3 Water

26-4-1-3 المياه

26.4.1.3.1 Compliance requirements:

(a) Mixing water shall conform to **ASTM C1602M**.

(b) Mixing water, including that portion of mixing water contributed in the form of free moisture on aggregates, shall not contain deleterious amounts of chloride ion when used for prestressed concrete, for concrete that will contain aluminum embedments, or for concrete cast against stay-in-place galvanized steel forms.

26.4.1.3.1 متطلبات الامتثال:

(أ) يجب أن يتوافق خلط الماء مع **ASTM C1602M**.

(ب) خلط الماء، بما في ذلك الجزء من ماء الخلط الذي يساهم في شكل رطوبة على الركام، يجب ألا يحتوي على كميات ضارة من أيون الكلوريد عند استخدامه للخرسانة مسبقة الإجهاد، أو للخرسانة التي تحتوي على تركيبات من الألمنيوم، أو لخرسانة الاسمنت المصبوبة في الموقع قوالب الصلب المجلفن.

COMMENTARY

التعليق

R26.4.1.2 Aggregates

R26.4.1.2 الركام

R26.4.1.2.1(b) Aggregates conforming to ASTM specifications are not always economically available and, in some instances, materials that do not conform to **ASTM C33** or **C330** may have a documented history of satisfactory performance under similar exposure. Such nonconforming materials are permitted if acceptable evidence of satisfactory performance is provided. Generally, aggregates conforming to the designated specifications should be used.

R26.4.1.2.1 (ب) لا يكون الركام المطابق للمواصفات ASTM دائماً متاحاً اقتصادياً ، وفي بعض الحالات ، قد تحتوي المواد غير المطابقة للمواصفة **ASTM C33** أو **C330** على سجل موثق للأداء المرضي تحت التعرض لظروف مشابهة. يُسمح بمثل هذه المواد غير المطابقة في حالة تقديم دليل مقبول على الأداء المرضي بشكل عام ، يجب استخدام الركام المطابقة للمواصفات المحددة.

R26.4.1.3 Water

R26.4.1.3 المياه

R26.4.1.3.1 Almost any natural water that is potable and has no pronounced taste or odor is satisfactory as mixing water for making concrete. Excessive impurities in mixing water may affect setting time, concrete strength, and volume stability, and may also cause efflorescence or corrosion of reinforcement. Salts or other deleterious substances contributed from the aggregate or admixtures add to those that might be contained in the mixing water. These additional amounts are to be considered in establishing the total impurities that may be present in the concrete.

R26.4.1.3.1 تقريباً أي مياه طبيعية صالحة للشرب وليس لها طعم أو رائحة واضحة مرضية لخلط الماء لصنع الخرسانة. قد تؤثر الشوائب المفرطة في خلط الماء على وقت الإعداد، وقوة الخرسانة، واستقرار الحجم، وقد تتسبب أيضاً في تآكل الخرسانة أو تآكل التسليح. أملاح أو مواد ضارة أخرى تساهم المجموع أو الإضافات إلى تلك التي قد تكون موجودة في ماء الخلط. يتم النظر في هذه القيم الإضافية في تحديد مجموع الشوائب التي قد تكون موجودة في الخرسانة.

R26.4.1.3.1(a) **ASTM C1602M** allows the use of potable water without testing and includes methods for qualifying nonpotable sources of water, such as from concrete production operations, with consideration of effects on setting time and strength. Testing frequencies are established to ensure continued monitoring of water quality. **ASTM C1602M** includes optional limits for chlorides, sulfates, alkalis, and solids in mixing water that can be invoked if appropriate.

CODE

الكود

26.4.1.4 Admixtures

26.4.1.4 الخلطات

26.4.1.4.1 Compliance requirements

(a) Admixtures shall conform to (1) through (4):

(1) Water reduction and setting time modification: **ASTM C494M**.

(2) Producing flowing concrete: **ASTM C1017M**.

(3) Air entrainment: **ASTM C260M**.

(4) Inhibiting chloride induced corrosion: **ASTM C1582M**.

(b) Admixtures that do not conform to the specifications in 26.4.1.4.1(a) shall be subject to prior review by the licensed design professional.

26.4.1.4.1 متطلبات الامتثال:

(أ) يجب أن تتوافق المواد الإضافية من (1) إلى (4):

(1) تعديل وقت المياه وضبط الوقت: **ASTM C494M** :

(2) إنتاج الخرسانة المتدفقة: **ASTM C1017M** :

(3) entrapment الهواء **ASTM C260M** :

(4) تثبيط التآكل الناتج عن كلوريد: **ASTM C1582M** :

(ب) الإضافات غير المطابقة للمواصفات الواردة في البند 26.4.1.4 . (أ) تخضع لمراجعة مسبقة من قبل أخصائي التصميم المرخص .

(c) Calcium chloride or admixtures containing chloride from sources other than impurities in admixture ingredients shall not be used in prestressed concrete, in concrete containing embedded aluminum, or in concrete cast against stay-in-place galvanized steel forms.

(ج) لا يستخدم كلوريد الكالسيوم أو المضافات المحتوية على الكلوريد من مصادر أخرى غير الشوائب في مكونات الخلط في الخرسانة سابقة الإجهاد، أو في الخرسانة المحتوية على الألومنيوم، أو في الخرسانة المصبوبة في الموقع مع التسليح المجلفن.

COMMENTARY

التعليق

R26.4.1.3.1 • (أ) ASTM C1602M باستخدام مياه الشرب دون اختبار وتتضمن طرائق لتأهيل مصادر المياه غير الصالحة ، مثل عمليات إنتاج الخرسانة ، مع مراعاة التأثيرات على تحديد الوقت والقوة. يتم إنشاء ترددات اختبار لضمان المراقبة المستمرة لجودة المياه. تشمل **ASTM C1602M** على حدود اختيارية للكلوريد والكبريت والفلويات والمواد الصلبة في مياه الخلط التي يمكن الاحتجاج بها إذا كان ذلك مناسباً.

R26.4.1.4 Admixtures

R26.4.1.4 الخلطات

R26.4.1.4.1(a) ASTM C494M includes Type S—specific performance admixtures—that can be specified if performance characteristics not listed in 26.4.1.4.1(a) are desired, such as viscosity-modifying admixtures. The basic requirement for a Type S admixture is that it will not have adverse effects on the properties of concrete when tested in accordance with ASTM C494M. Meeting the requirements of Type S does not ensure that the admixture will perform its described function. The manufacturer of an admixture presented as conforming to Type S should also be required to provide data that the product will meet the performance claimed.

R26.4.1.4.1 (أ) تشمل ASTM C494M على إضافات أداء محددة من النوع S ، والتي يمكن تحديدها إذا كانت خصائص الأداء غير المدرجة في البند 26.4.1.4.1 (a) مطلوبة ، مثل إضافات تعديل اللزوجة. الشرط الأساسي لمزج النوع S هو أنه لن يكون له تأثيرات ضارة على خواص الخرسانة عند اختباره طبقاً للمواصفة **ASTM C494M**. إن تلبية متطلبات النوع S لا تضمن أن المزيج سوف يؤدي وظيفته الموصوفة. يجب أيضاً أن يكون مُصنَّع المزيج المقدم وفقاً لما هو مطابق للنوع S مطلوباً لتوفير بيانات تفيد بأن المنتج سيحقق الأداء المطلوب به.

R26.4.1.4.1(c) Calcium chloride is prohibited from use in prestressed concrete because corrosion of prestressing reinforcement is generally of greater concern than corrosion of nonprestressed reinforcement. Local reduction in the cross section of the prestressing steel may result in fracture of the steel (**ACI 222R**). The presence of chloride ions may cause corrosion of embedded aluminum such as conduit, especially if the aluminum is in contact with embedded steel and the concrete is in a humid environment. Protection requirements for embedded aluminum are given in 26.8.2.

R26.4.1.4.1(c) يحظر استخدام كلوريد الكالسيوم في الخرسانة مسبقة الإجهاد لأن التآكل في تسليح الإجهاد يكون بشكل عام مصدر قلق أكبر من تآكل التسليح غير المسبق الإجهاد. الانخفاض المحلي في المقطع العرضي للفولاذ مسبقة الإجهاد قد يؤدي إلى كسر في الفولاذ (**ACI 222R**) قد يتسبب وجود أيونات الكلوريد في تآكل الألومنيوم المغمور مثل القناة، خاصة إذا كان الألومنيوم متلامساً مع الفولاذ المغمور والخرسانة في بيئة رطبة. متطلبات الحماية للألمنيوم المغمور موجودة في 26.8.2.

Corrosion of galvanized steel sheet and galvanized steel stay-in-place forms may occur, especially in humid environments or where drying is inhibited by the thickness of the concrete or coatings or impermeable coverings. Specific limits on chloride ion concentration in concrete are given in **19.3.2.1**.

يمكن أن يحدث تآكل البلاطة المصبوبة في الموقع وقوالب بقاء الصلب المجلفن، خاصة في البيئات الرطبة أو حيث يتم تثبيط التجفيف بسماكة الخرسانة أو الطلاء أو الأغشية غير المكشوفة. يتم إعطاء حدود محددة على تركيز أيون الكلوريد في الخرسانة في **19.3.2.1**.

CODE

الكود

(d) Admixtures used in concrete containing expansive cements conforming to **ASTM C845M** shall be compatible with the cement and produce no deleterious effects.

(د) يجب أن تكون المواد المضافة المستخدمة في الخرسانة المحتوية على أسمنت مطابقة لـ **ASTM C845M** متوافقة مع الأسمنت ولا تنتج أي تأثيرات ضارة.

26.4.1.5 Steel fiber reinforcement

26.4.1.5 تسليح الألياف الحديدية

26.4.1.5.1 Compliance requirements:

26.4.1.5.1 متطلبات الامتثال :

(a) Steel fiber reinforcement used for shear resistance shall satisfy (1) and (2):

(1) Be deformed and conform to **ASTM A820M**.

(2) Have a length-to-diameter ratio of at least 50 and not exceeding 100.

(أ) يجب أن تحقق حديد التسليح المستخدم لمقاومة القص (1) و(2) :
(1) تكون المحلزن ومطابقة للمواصفة **ASTM A820M**.
(2) لها نسبة الطول إلى القطر لا تقل عن 50 ولا تتجاوز 100.

26.4.2 Concrete mixture requirements

26.4.2 متطلبات خليط الخرسانة

26.4.2.1 Design information:

26.4.2.1 معلومات التصميم:

(a) Requirements (1) through (11) for each concrete mixture, based on assigned exposure classes or design of members:

(1) Minimum specified compressive strength of concrete, f_c' .

(2) Test age for demonstrating compliance with f_c' if different from 28 days.

(3) Maximum w/cm applicable to most restrictive assigned durability exposure class from 19.3.2.1.

(أ) المتطلبات من (1) إلى (11) لكل خليط من الخرسانة ، بناءً على فئات التعرض المحددة أو تصميم الأعضاء: (1) الحد الأدنى من قوة الضغط المحددة للخرسانة ، f_c' (2) سن الاختبار لإظهار التوافق مع f_c' إذا كان مختلفاً عن 28 يوماً. (3) الحد الأقصى w/cm ينطبق على معظم فئة التعرض لقوة التحمل المخصصة من 19.3.2.1.

COMMENTARY

التعليق

R26.4.1.4.1(d) In some cases, the use of admixtures in concrete containing **ASTM C845M** expansive cements has resulted in reduced levels of expansion or increased shrinkage values. Refer to **ACI 223R**.

R26.4.1.4.1(د) في بعض الحالات ، أدى استخدام المواد المضافة في الخرسانة المحتوية على أسمنت **ASTM C845M** الواسعة إلى انخفاض مستويات التوسع أو زيادة قيم الانكماش. ارجع إلى **ACI 223R**.

R26.4.1.5 Steel fiber reinforcements

R26.4.1.5 تسليح الألياف الحديدية

R26.4.1.5.1(a) Deformations in steel fibers enhance mechanical anchorage with the concrete. The limits for the fiber length-to-diameter ratio are based on available test data (**Parra-Montesinos 2006**). Because data are not available on the potential for corrosion problems due to galvanic action, the use of deformed steel fibers in members reinforced with stainless-steel bars or galvanized steel bars is not recommended.

R26.4.1.5.1(أ) الحزونات في ألياف الصلب تعزز التثبيت الميكانيكية مع الخرسانة . تستند حدود نسبة طول القطر إلى طول الألياف إلى بيانات الاختبار المتاحة (Parra-Montesinos 2006). نظرًا لأن البيانات غير متوفرة بشأن احتمال حدوث مشاكل التآكل بسبب العمل المجلفن، لا يوصى باستخدام ألياف الصلب المحلزن في الأعضاء المسلحة بقضبان من الفولاذ المقاوم للصدأ أو قضبان فولاذية مجلفنة.

R26.4.2 Concrete mixture requirements

R26.4.2 متطلبات خليط الخرسانة

R26.4.2.1(a) The requirements for each concrete mixture used for the Work are to be stated in the construction documents. These are determined from applicable concrete design requirements in 19.2 and durability requirements in 19.3. The most restrictive requirements that apply are to be stated.

متطلبات المادة 1-2-4-26 (أ) تحدد متطلبات كل مزيج من الخرسانة المستخدمة في العمل في وثائق التشييد. يتم تحديد هذه المتطلبات من متطلبات التصميم المعمول بها في 19.2 ومتطلبات المتانة في 19.3. يجب ذكر المتطلبات الأكثر تقييداً التي تنطبق.

CODE

الكود

(4) Nominal maximum size of coarse aggregate not to exceed the least of (i), (ii), and (iii):

(i) one-fifth the narrowest dimension between sides of forms

(ii) one-third the depth of slabs

(iii) three-fourths the minimum specified clear spacing between individual reinforcing bars or wires, bundles of bars, prestressed reinforcement, individual tendons, bundled tendons, or ducts. These limitations shall not apply if, in the judgment of the licensed design professional, workability and methods of consolidation are such that concrete can be placed without honeycombs or voids

(4) لا يتجاوز أقصى حجم إجمالي للركام الخشن أقل من (i) و (ii) و (iii):
خمس أضعيق البعد بين جوانب الأشكال

(ii) ثلث عمق بلاطات

(iii) ثلاثة أرباع الحد الأدنى للمسافة الواضحة المحددة بين قضبان التسليح الفردية أو الأسلاك أو حزم القضبان أو تسليح الإجهاد المسبق أو كابلات الشد الفردية أو كابلات الشد المعبأة أو الفتوات لا تنطبق هذه القيود إذا ، في حكم اختصاصي التصميم المرخص ، قابلية التشغيل وطرق التوحيد للخرسانة هي تلك التي يمكن وضعها في الموقع بدون فراغات.

(5) For members assigned to Exposure Category F, air content from 19.3.3.1.

(5) بالنسبة للأعضاء المعينين في فئة التعرض F ، المحتوى الهوائي من 19.3.3.1.

(6) For members assigned to Exposure Class C, applicable chloride ion limits for assigned Exposure Class from 19.3.2.1.

(6) بالنسبة للأعضاء المعينين إلى فئة التعرض C ، حدود أيونات الكلوريد المطبقة لفئة التعرض المعينة من 19.3.2.1.

(7) For members assigned to Exposure Category S, type of cementitious materials for assigned Exposure Class from 19.3.2.1.

(7) بالنسبة للأعضاء المعينين في فئة التعرض S ، نوع المواد الأسمنتية لفئة التعرض المعينة من 19.3.2.1.

(8) For members assigned to Exposure Class S2 or S3, admixtures containing calcium chloride are prohibited.

(8) بالنسبة للأعضاء المعينين إلى فئة التعرض S2 أو S3 ، يحظر الإضافات التي تحتوي على كلوريد الكالسيوم.

COMMENTARY

التعليق

R26.4.2.1(a)(4) The size limitations on aggregates are provided to facilitate placement of concrete around the reinforcement without honeycombing due to blockage by closely-spaced reinforcement. It is the intent of the Code that the licensed design professional select the appropriate nominal maximum size aggregate and include this value in the construction documents for each concrete mixture. Because maximum aggregate size can impact concrete properties such as shrinkage, and also the cost of concrete, the largest aggregate size consistent with the requirements of 26.4.2.1 should be permitted. Increasing aggregate size will only decrease shrinkage if there is a concurrent reduction in paste volume.

R26.4.2.1(a)(4) تُقدّم قيود الحجم على الركام لتسهيل وضع الخرسانة حول التسليح دون خلخ اللصق بسبب انسداد بواسطة تسليح متباعدة. يتمثل الغرض من الكود في أن يقوم أخصائي التصميم المرخص بتحديد إجمالي الحجم الأقصى الاسمي المناسب ويتضمن هذه القيمة في مستندات الإنشاء لكل خليط من الخرسانة. نظرًا لأن الحجم الإجمالي الأقصى يمكن أن يؤثر على خواص الخرسانة مثل الانكماش، وكذلك تكلفة الخرسانة ، يجب السماح بالحجم الكلي الأكبر بما يتفق مع متطلبات 26.4.2.1 . لن يؤدي زيادة الحجم الكلي إلى تقليل الانكماش إلا إذا كان هناك انخفاض متزامن في حجم اللصق.

R26.4.2.1(a)(5) ASTM C94M and ASTM C685M include a tolerance for air content as delivered of ± 1.5 percentage points.

R26.4.2.1 (a) (5) تشمل ASTM C94M و ASTM C685M تسامحًا مع محتوى الهواء عند تسليم ± 1.5 نقطة مئوية.

CODE

الكود

(9) Equilibrium density of lightweight concrete.

(9) كثافة التوازن للخرسانة خفيفة الوزن.

(10) Requirement for submittal of the volumetric fractions of aggregate in lightweight concrete mixtures for the verification of λ value if used in design.

(10) شرط تقديم الكسور الحجمية للركام في الخلطات الخرسانية خفيفة الوزن للتحقق من القيمة λ إذا تم استخدامها في التصميم.

(11) If used for shear resistance in accordance with 9.6.3.1, requirements for steel fiber-reinforced concrete.

(11) إذا استخدمت لمقاومة القص وفقاً لـ 9.6.3.1 ، لمتطلبات الخرسانة المسلحة بالألياف

COMMENTARY

التعليق

R26.4.2.1(a)(9) Equilibrium density is an estimate of the density of lightweight concrete assuming some degree of drying after initial construction. The equilibrium density of lightweight concrete is determined in accordance with ASTM C567M. Based on an established correlation between the density of fresh concrete and equilibrium density, lightweight concrete is accepted at time of delivery on the basis of density of the fresh concrete.

(9) R26.4.2.1 (a) تعتبر كثافة التوازن بمثابة تقدير لكثافة الخرسانة خفيفة الوزن على افتراض بعض درجة التجفيف بعد التصلب الأولي. يتم تحديد كثافة التوازن للخرسانة خفيفة الوزن وفقاً لـ ASTM C567M بناءً على ارتباط ثابت بين كثافة الخرسانة الطرية وكثافة الاتزان ، يتم قبول الخرسانة خفيفة الوزن في وقت التسليم على أساس كثافة الخرسانة الطرية.

R26.4.2.1(a)(11) If steel fibers are used for shear resistance, there are specific requirements for the steel fiber-reinforced concrete: 26.4.1.5.1(a) provides fiber requirements; 26.4.2.2(d) provides minimum dosage requirements; and 26.12.5.1(a) provides acceptance criteria. Fibers are typically specified by fiber type, fiber length, aspect ratio (ℓ/d), and dosage rate (ACI 544.3R). For structural applications, the Code only addresses the use of discontinuous deformed steel fibers in resisting shear. For other structural applications where it is desired to use discontinuous deformed steel fibers, Section 1.10 provides a procedure for approval. Also, there are nonstructural applications or functional purposes where discontinuous steel fibers are used in concrete. The provisions of the Code that address use of steel fibers for shear strength are not intended for such nonstructural applications.

(11) R26.4.2.1 (a) إذا تم استخدام ألياف الصلب لمقاومة القص ، فهناك متطلبات محددة للخرسانة المسلحة بالألياف الفولاذية: 26.4.1.5.1 (أ) توفر متطلبات الألياف ؛ 26-4-2-2 (د) يوفر الحد الأدنى لمتطلبات الحزمة ؛ و 26.12.5.1 (أ) يوفر معايير القبول. يتم تحديد الألياف عادةً بنوع الألياف ، طول الألياف ، نسبة العرض إلى الارتفاع (ℓ / d) ، ومعدل الجرعة. (ACI 544.3R) بالنسبة للتطبيقات الهيكلية ، فإن الكود يعالج فقط استخدام ألياف الصلب المحلزنة غير المتقطعة في مقاومة القص . بالنسبة للتطبيقات الهيكلية الأخرى حيث يكون من المطلوب استخدام ألياف الصلب المحلزنة غير المتقطعة ، يقدم القسم 1.10 إجراءً للموافقة عليه. أيضاً ، هناك تطبيقات غير هيكلية أو أغراض وظيفية تستخدم فيها ألياف الصلب غير المتصلبة في الخرسانة. لا يقصد من أحكام القانون التي تتناول استخدام ألياف الصلب لقوة القص لمثل هذه التطبيقات غير البنائية.

CODE

الكود

(b) At the option of the licensed design professional, exposure classes based on the severity of the anticipated exposure of members.

(ب) عند اختيار مهني التصميم المرخص، فإن فئات التعرض تعتمد على شدة التعرض المتوقع للأعضاء.

(c) The required compressive strength at designated stages of construction for each part of the structure designed by the licensed design professional.

(ج) قوة الانضغاط المطلوبة في المراحل المحددة للبناء لكل جزء من الهيكل المصمم من قبل أخصائي التصميم المرخص.

26.4.2.2 Compliance requirements:

(a) The required compressive strength at designated stages of construction for each part of the structure not designed by the licensed design professional shall be submitted for review. (b) The maximum percentage of pozzolans, including fly ash and silica fume, and slag cement in concrete assigned to Exposure Class F3, shall be in accordance with Table 26.4.2.2(b) and (1) and (2). (1) The maximum percentage limits in Table 26.4.2.2(b) shall include the fly ash or other pozzolans, slag cement, and silica fume used in the manufacture of **ASTM C595M** and **C1157M** blended cements.

(2) The individual limits in Table 26.4.2.2(b) shall apply regardless of the number of cementitious materials in a concrete mixture.

26.4.2.2 متطلبات الامتثال:

(أ) يجب تقديم مقاومة الانضغاط المطلوبة في المراحل المحددة من الإنشاء لكل جزء من الهيكل غير المصمم من قبل أخصائي التصميم المرخص للمراجعة. (ب) تكون النسبة المئوية المنوية القصوى للبوزولان، بما في ذلك الرماد المتطاير وأبخرة السليكا، وأسمنت الخبث في الخرسانة المخصصة لطبقة التعرض F3، وفقاً للجدول 26.4.2.2 (ب) و (1) و (2). (1) يجب أن تتضمن الحدود القصوى للنسبة المنوية في الجدول 26.4.2.2 (ب) الرماد المتطاير أو البوزولان الأخرى وأسمنت الخبث وأبخرة السليكا المستخدمة في تصنيع الإسمنت المخلوط **ASTM C595M** و **C1157M**. (2) تنطبق الحدود الفردية الواردة في الجدول 26.4.2.2 (ب) بغض النظر عن عدد المواد الإسمنتية في خليط الخرسانة.

COMMENTARY

التعليق

R26.4.2.1(b) Durability requirements for concrete are based on exposure classification of members as given in 19.3. Therefore, the exposure classes applicable to the members establish the basis for the requirements for concrete mixtures. Section 19.3.1 requires the licensed design professional to assign exposure classes for different members in the structure. Concrete mixtures should be specified accordingly, but the Code does not require the assigned exposure classes to be explicitly stated in the construction documents. If the licensed design professional is requiring the contractor to determine concrete properties by specifying **ACI 301**, the assigned exposure classes for all members will need to be stated explicitly in the construction documents.

R26.4.2.1(ب) تستند متطلبات المتانة للخرسانة على تصنيف التعرض للأعضاء كما هو موضح في 19.3. ولذلك، فإن فئات التعرض التي تنطبق على الأعضاء تضع الأساس لمتطلبات الخلطات الخرسانية. يتطلب القسم 19.3.1 أن يقوم محترف التصميم المرخص بتعيين فئات التعرض لأعضاء مختلفين في الهيكل. يجب تحديد خلطات الخرسانة تماماً، ولكن لا يتطلب الكود إدراج فئات التعرض المخصصة صراحة في وثائق البناء. إذا كان أخصائي التصميم المرخص يتطلب من المقاول تحديد خصائص الخرسانة من خلال تحديد **ACI 301**، فإن فئات التعرض المخصصة لجميع الأعضاء يجب أن تذكر صراحة في مستندات الإنشاء.

R26.4.2.1(c) If design or construction requirements dictate that in-place strength of concrete be achieved at specific ages or stages of construction, these requirements should be stated explicitly in the construction documents. Typical stages of construction when the required compressive strength of concrete needs to be specified include at removal of formwork and shores. Additionally, required compressive strength of concrete should be specified for:

- 1) cast-in-place posttensioned concrete at the application of post-tensioning;
- 2) precast concrete at stripping from the forms and during handling, shipping, and erection; and
- 3) precast, prestressed concrete at transfer of prestress, at stripping from the forms, and during handling, shipping, and erection. For portions of the structure that are not designed by the licensed design professional, refer to 26.4.2.2(a).

R26.4.2.1(ج) إذا كانت متطلبات التصميم أو البناء تقتضي أن تتحقق قوة الخرسانة في الموقع في أعمار أو مراحل محددة من البناء، ينبغي ذكر هذه المتطلبات بوضوح في وثائق التشييد. تشمل المراحل النموذجية للبناء عندما تحتاج قوة الضغط المطلوبة للخرسانة عند إزالة الشدات. بالإضافة إلى ذلك، يجب تحديد قوة الانضغاط المطلوبة للخرسانة من أجل: (1) الخرسانة مسبقة الصب في الموقع ما بعد الشد في تطبيق ما بعد الشد؛ (2) الخرسانة المسبقة الصب في نزع من التخشيبية وأثناء المناولة والشحن، والوضع (3)، الخرسانة المسبقة الصب، لنقل الاجهاد المسبق في التجريد من الأشكال، وأثناء المناولة والشحن، بالنسبة لأجزاء الهيكل التي لم يتم تصميمها من قبل أخصائي التصميم المرخص، راجع 26.4.2.2(a).

CODE

الكود

Table 26.4.2.2(b)—Limits on cementitious materials for concrete assigned to Exposure Class F3

جدول 26-4-22 (ب) - حدود المواد الأسمنتية للخرسانة المخصصة لفئة التعرض F3

Cementitious materials	Maximum percent of total cementitious materials by mass
Fly ash or other pozzolans conforming to ASTM C618	25
Slag cement conforming to ASTM C989M	50
Silica fume conforming to ASTM C1240	10
Total of fly ash or other pozzolans and silica fume	35
Total of fly ash or other pozzolans, slag cement, and silica fume	50

(c) For concrete exposed to sulfate, alternative combinations of cementitious materials to those specified in 26.4.2.1(a)(7) are permitted if tests for sulfate resistance satisfy the criteria in Table 26.4.2.2(c).

(ج) بالنسبة للخرسانة المعرضة للكبريتات ، يسمح باستخدام توليفات بديلة من المواد الإسمنتية لتلك المحددة في 26.4.2.1 (7) (a) إذا كانت اختبارات مقاومة الكبريت تفي بالمعايير الواردة في الجدول 26.4.2.2 (ج).

Table 26.4.2.2(c)—Requirements for establishing suitability of combinations of cementitious materials exposed to water-soluble sulfate

جدول 26-4-22 (ج) - متطلبات تحديد ملائمة توليفات المواد الأسمنتية المعرضة للكبريتات القابلة للذوبان في الماء

Exposure class	Maximum expansion strain if tested using ASTM C1012M		
	At 6 months	At 12 months	At 18 months
S1	0.10 percent	No requirement	No requirement
S2	0.05 percent	0.10 percent ^[1]	No requirement
S3	No requirement	No requirement	0.10 percent

[1]The 12-month expansion limit applies only if the measured expansion exceeds the 6-month maximum expansion limit.

[1] لا ينطبق حد التوسعة لمدة 12 شهراً إلا إذا تجاوزت الزيادة المقاسة الحد الأقصى للتوسعة لمدة 6 أشهر.

COMMENTARY

التعليق

R26.4.2.2(c) Mixture requirements for Exposure Category S are given in 19.3.2.1. ASTM C1012M may be used to evaluate the sulfate resistance of concrete mixtures using alternative combinations of cementitious materials to those listed in Table 19.3.2.1 for all classes of sulfate exposure. More detailed guidance on qualification of such mixtures using ASTM C1012 is given in ACI 201.2R. The expansion criteria in Table 26.4.2.2(c) for testing according to ASTM C1012 are the same as those in ASTM C595M for moderate sulfate resistance (Optional Designation MS) in Exposure Class S1 and for high sulfate resistance (Optional Designation HS) in Exposure Class S2, and the same as in ASTM C1157M for Type MS in Exposure Class S1 and Type HS in Exposure Class S2.

R26.4.2.2 (ج) ترد متطلبات الخلطة الخاصة بفئة التعرض S في 19.3.2.1. يمكن استخدام ASTM C1012M لتقييم مقاومة الكبريت لخلطة الخرسانة باستخدام تركيبات بديلة من المواد الأسمنتية إلى تلك المذكورة في الجدول 19.3.2.1 لجميع فئات التعرض للكبريتات. يتم تقديم إرشادات أكثر تفصيلاً حول تأهيل مثل هذه الخلطات باستخدام ASTM C1012M في ACI 201.2R. تكون معايير التمدد الواردة في الجدول 26.4.2.2 (ج) للاختبار طبقاً للمواصفة ASTM C1012M هي نفسها في ASTM C595M لمقاومة الكبريت المعتدلة (MS) التخصيص الاختياري (في فئة التعرض S1 ولمقاومة الكبريت العالية) التعيين الاختياري (HS) في التعرض لفئة S2 ، كما هو الحال في ASTM C1157M لنوع MS في فئة التعرض S1 والنمط HS في فئة التعرض S2.

CODE

الكود

(d) Steel fiber-reinforced concrete used for shear resistance shall satisfy (1) and (2):

(1) Conform to ASTM C1116M.

(2) Contain at least 60 kg of deformed steel fibers per cubic yard of concrete.

(د) يجب أن تستوفي الخرسانة المسلحة المصنوعة من الألياف الحديدية المستخدمة في مقاومة القص (1) و (2):

(1) تتوافق مع المواصفة **ASTM C1116M**.

(2) تحتوي على 60 كيلو جرام على الأقل من ألياف الصلب المحلزنة لكل يارد مكعب من الخرسانة.

26.4.3 Proportioning of concrete mixtures

26.4.3 نسبة الخلط الخرسانية

26.4.3.1 Compliance requirements:

(a) Concrete mixture proportions shall be established so that the concrete satisfies (1) through (3):

(1) Can be placed readily without segregation into forms and around reinforcement under anticipated placement conditions.

(2) Meets requirements for assigned exposure class in accordance with either 26.4.2.1(a) or 26.4.2.1(b).

(3) Conforms to strength test requirements for standard-cured specimens.

26.4.3.1 متطلبات الامتثال:

(أ) يجب تحديد نسب خلط الخرسانة بحيث تلبى الخرسانة (1) إلى (3):
(1) يمكن وضعها بسهولة دون فصلها إلى أشكال وحول التسليح في ظل ظروف التنسيب المتوقعة.

(2) يفي بمتطلبات فئة التعرض المعينة طبقاً لأي من 26.4.2.1 (a) أو 26.4.2.1 (b).

(ب)

(3) يتوافق مع متطلبات اختبار القوة للعينات القياسية.

COMMENTARY

التعليق

R26.4.3 Proportioning of concrete mixtures The 2014 edition of the Code does not include the statistical requirements for proportioning concrete that were contained in previous editions. This information was removed from the Code because it is not the responsibility of the licensed design professional to proportion concrete mixtures. Further, this information is available in other ACI documents, such as **ACI 301** and **ACI 214R**. Finally, the quality control procedures of some concrete producers allow meeting the acceptance criteria of the Code without following the process included in previous editions of the Code.

R26.4.3 نسبة خلط الخلط لا تتضمن طبعة عام 2014 من الكود المتطلبات الإحصائية لتناسب الخرسانة المتضمنة في الإصدارات السابقة. تمت إزالة هذه المعلومات من الكود لأنها لا تقع على عاتق فني التصميم المرخص لمقارنة الخلط الخرسانية. علاوة على ذلك، تتوفر هذه المعلومات في وثائق ACI الأخرى، مثل **ACI 301** و **ACI 214R**. وأخيراً، تسمح إجراءات مراقبة الجودة لبعض المنتجين بالوفاء بمعايير قبول الكود دون اتباع العملية الواردة في الإصدارات السابقة من الكود.

R26.4.3.1(a) This section provides requirements for developing mixture proportions. The concrete is required to be workable and to meet the durability and strength requirements of the Code. The term “without segregation” is intended to provide for a cohesive mixture in which aggregates remain well distributed while the concrete is in its fresh state. It is recognized that some segregation in the form of bleeding will occur. The required workability will depend on reinforcement congestion, member geometry, and the placement and consolidation methods to be used. Construction requirements of the contractor should be considered in establishing required workability of the concrete. The Code does not include provisions for especially severe exposures, such as chemical contact, high temperatures, temporary freezing-and-thawing conditions during construction, abrasive conditions, alkali-aggregate reactions, or other unique durability considerations pertinent to the structure. The Code also does not address aesthetic considerations such as surface finishes. If applicable, these items should be covered specifically in the construction documents. Strength test requirements for standard-cured specimens are given in 26.12.3.

CODE

الكود

(b) Concrete mixture proportions shall be established in accordance with Article 4.2.3 of **ACI 301** or by an alternative method acceptable to the licensed design professional. Alternative methods shall have a probability of satisfying the strength requirements for acceptance tests of standard cured specimens that meets or exceeds the probability associated with the method in Article 4.2.3 of ACI 301. If Article 4.2.3 of ACI 301 is used, the strength test records used for establishing and documenting concrete mixture proportions shall not be more than 24 months old.

(ب) تحدد نسب خلط الخرسانة وفقاً للمادة 4-2-3 من **ACI 301** أو بطريقة بديلة مقبولة لدى أخصائي التصميم المرخص. يجب أن تشمل الطرق البديلة على استيفاء متطلبات قوة اختبارات القبول الخاصة بالعينات القياسية التي تلي أو تتجاوز الاحتمالية المصاحبة للطريقة الواردة في المادة 4-2-3 من **ACI 301**. إذا تم استخدام المادة 4.2.3 من **ACI 301** ، فإن اختبار القوة يجب ألا يزيد عمر السجلات المستخدمة لإنشاء وتوثيق نسب الخلطات الخرسانية عن 24 شهراً.

(c) The concrete materials used to develop the concrete mixture proportions shall correspond to those to be used in the proposed Work.

(ج) تكون المواد الخرسانية المستخدمة لتثبيت نسب الخلطات الخرسانية مطابقة لتلك المستخدمة في العمل المقترح.

(d) If different concrete mixtures are to be used for different portions of proposed Work, each mixture shall comply with the concrete mixture requirements stated in the construction documents.

(د) في حالة استخدام خلانات خرسانية مختلفة لأجزاء مختلفة من العمل المقترح، يجب أن يتوافق كل خليط مع متطلبات خليط الخرسانة الواردة في مستندات التشييد.

COMMENTARY

التعليق

R26.4.3.1(i) يوفر هذا القسم متطلبات لتثبيت نسب الخليط. مطلوب الخرسانة لتكون قابلة للتطبيق وتلبية متطلبات القوة وقوة التحمل. إن المصطلح "بدون فصل" يهدف إلى توفير خليط متماسك حيث تظل الكتل موزعة بشكل جيد بينما تكون الخرسانة في حالتها الجديدة. من المعترف به أن بعض التفرقة في شكل تسرب سيحدث. تعتمد قابلية التشغيل المطلوبة على ازدحام التسليح، والهندسة الخاصة بالأعضاء ، وطرق التسبب والتوحيد المستخدمة. وينبغي النظر في متطلبات البناء للمقاولة في إنشاء قابلية العمل المطلوبة للخرسانة. لا تشمل الكود على أحكام خاصة بالتعرض الشديد، مثل الملامسة الكيميائية ودرجات الحرارة المرتفعة وظروف التجميد والتجذد المؤقتة أثناء الإنشاء أو ظروف الكشط أو تفاعلات القلويات الكلية أو اعتبارات المتانة الفريدة الأخرى ذات الصلة بالهيكل. كما لا تتناول الكود الاعتبارات الجمالية مثل التشطيبات السطحية. إذا كان ذلك ممكناً، يجب تغطية هذه العناصر على وجه التحديد في مستندات الإنشاء. يتم إعطاء متطلبات اختبار القوة للعينات القياسية كحل في **26.12.3**.

R26.4.3.1(b) Article 4.2.3 of ACI 301 contains the statistical procedures for selecting the required average strength that were included previously in the Code. Alternatively, the concrete producer may provide evidence acceptable to the licensed design professional that the concrete can be proportioned by another method to meet the project requirements and the acceptance criteria of 26.12.3. The Code presumes that the probability of not meeting the acceptance criteria in 26.12.3 is not more than 1 in 100. Following the method of proportioning in ACI 301 will maintain this level of risk. A key factor in evaluating any proposed alternative proportioning method should be its ability to preserve this presumed level of risk. Refer to ACI 214R for additional information.

R26.4.3.1(ب) تتضمن المادة 4-2-3 من **ACI 301** الإجراءات الإحصائية لاختبار متوسط القوة المطلوبة التي كانت مدرجة في السابق في الكود. وبدلاً من ذلك، قد يقدم منتج الخرسانة دليلاً مقبولاً لمهني التصميم المرخص له بأن الخرسانة يمكن أن تتناسب مع طريقة أخرى لتلبية متطلبات المشروع ومعايير القبول في **26.12.3**. يفترض القانون أن احتمال عدم استيفاء معايير القبول في **26.12.3** لا يزيد عن 1 من كل 100. وبعد طريقة التناسب في **ACI 301** سوف يحافظ على هذا المستوى من المخاطر. يجب أن يكون العامل الرئيسي في تقييم أي طريقة تناسب بديلة مقترحة هو قدرتها على الحفاظ على هذا المستوى المفترض للمخاطر. ارجع إلى **ACI 214R** للحصول على معلومات إضافية.

R26.4.3.1(d) If more than one concrete mixture is used for the project, each mixture is required to satisfy Code requirements. A change in concrete constituents, such as sources or types of cementitious materials, aggregates, or admixtures, is considered a different mixture. A minor change in mixture proportions made in response to field conditions is not considered a new mixture. Concrete mixture requirements to be placed in the construction documents are given in 26.4.2.1(a).

R26.4.3.1(د) إذا تم استخدام أكثر من خليط خرسانة للمشروع ، فإن كل خليط مطلوب لتلبية متطلبات الكود. يعتبر التغيير في المكونات الخرسانية، مثل مصادر أو أنواع المواد الأسمنتية ، أو الركام ، أو الخلطات ، خليطاً مختلفاً. لا يعتبر التغيير الطفيف في نسب الخلطات التي تتم استجابة للظروف الحقلية خليطاً جديداً. يتم وضع متطلبات خليط الخرسانة التي يجب وضعها في وثائق البناء في **26.4.2.1(أ)**.

CODE

الكود

26.4.4 Documentation of concrete mixture characteristics

26-4-4 توثيق خصائص الخلطات الخرسانية

26.4.4.1 Compliance requirements:

26.4.4.1 متطلبات الامتثال:

(a) Documentation of concrete mixture characteristics shall be submitted for review by the licensed design professional before the mixture is used and before making changes to mixtures already in use. Evidence of the ability of the proposed mixture to comply with the concrete mixture requirements in the construction documents shall be included in the documentation. The evidence shall be based on field test records or laboratory trial batches. Field test records shall represent conditions similar to those anticipated during the proposed Work.

(أ) يجب تقديم وثائق خصائص الخلطات الخرسانية للمراجعة من قبل أخصائي التصميم المرخص قبل استخدام الخليط وقبل إجراء تغييرات على الخليط المستخدمة بالفعل. يجب أن يتضمن الدليل توثيق قدرة المخلوط المقترح على الالتزام بمتطلبات الخلطات الخرسانية في وثائق الإنشاء. يجب أن تستند الأدلة على سجلات الاختبار الميداني أو دفعات التجارب المختبرية. تمثل سجلات الاختبار الميداني ظروفًا مشابهة لتلك المتوقعة خلال العمل المقترح.

(b) If field or laboratory test data are not available, and $fc' \leq 35$ Mpa, concrete proportions shall be based on other experience or information, if approved by the licensed design professional. If $fc' > 35$ Mpa, test data documenting the characteristics of the proposed mixtures are required.

(ب) إذا كانت بيانات الاختبار الميداني أو المختبري غير متاحة، و $fc' \leq 35$ Mpa، فيجب أن تستند النسب للخرسانة إلى الخبرة أو المعلومات الأخرى، إذا وافق عليها محترف التصميم المرخص. إذا كان $fc' > 35$ Mpa، فإن بيانات الاختبار التي توثق خصائص الخلطات المقترحة مطلوبة.

COMMENTARY

التعليق

R26.4.4 Documentation of concrete mixture characteristics

R26.4.4 توثيق خصائص الخلطات الخرسانية

R26.4.4.1(a) Review of the proposed concrete mixture is necessary to ensure that it is appropriate for the project and meets all of the requirements for strength and durability as established by the licensed design professional. The licensed design professional typically reviews the documentation on a proposed concrete mixture to evaluate the likelihood that the concrete will meet the strength-test acceptance requirements of 26.12.3 and that acceptable materials are used. The statistical principles discussed in ACI 214R can be useful in evaluating the likelihood that a proposed mixture will meet the strength-test requirements of 26.12.3. Concrete mixture requirements to be placed in the construction documents are given in 26.4.2.1(a).

R26.4.4.1 (أ) يعد استعراض الخليط الخرساني المقترح ضروريا لضمان ملائمته للمشروع وتلبية جميع متطلبات القوة والمتانة التي يحددها أخصائي التصميم المرخص. عادة ما يقوم محترف التصميم المرخص بمراجعة الوثائق المتعلقة بخلط الخرسانة المقترح لتقييم احتمال أن تلبى الخرسانة متطلبات قبول اختبار القوة في 26.12.3 وأن يتم استخدام المواد المقبولة. يمكن أن تكون المبادئ الإحصائية التي نوقشت في ACI 214R مفيدة في تقييم احتمالية تطابق الخليط المقترح مع متطلبات اختبار القوة في 26.12.3. يتم وضع متطلبات خليط الخرسانة التي يجب وضعها في وثائق البناء في 26.4.2.1 (أ).

R26.4.4.1(b) If $fc' \leq 35$ Mpa and test data are not available, concrete mixture proportions should be established to produce a sufficiently high average strength such that the likelihood that the concrete would not meet the strength acceptance criteria would be acceptably low. Guidance on an appropriate average strength is provided in ACI 214R. The purpose of this provision is to allow construction to continue when there is an unexpected interruption in concrete supply and there is not sufficient time for testing and evaluation. It also applies for a small project where the cost of trial mixture data is not justified.

R26.4.4.1 (ب) إذا لم يتوفر $fc' \leq 35$ Mpa وبيانات الاختبار، ينبغي تحديد نسب خليط الخرسانة للحصول على متوسط قوة عالية بما يكفي بحيث يكون احتمال عدم استيفاء الخرسانة لمعايير قبول القوة منخفضة بشكل مقبول. يتم توفير إرشادات حول متوسط القوة المناسبة في ACI 214R. الغرض من هذا الحكم هو السماح للبناء بالاستمرار عندما يكون هناك انقطاع غير متوقع في إمدادات الخرسانة وليس هناك وقت كاف للاختبار والتقييم. كما ينطبق أيضًا على مشروع صغير لا يتم فيه تبرير تكلفة بيانات خليط التجربة.

CODE

الكود

(c) If data become available during construction that consistently exceed the strength-test acceptance criteria for standard-cured specimens, it shall be permitted to modify a mixture to reduce the average strength. Submit evidence acceptable to the licensed design professional to demonstrate that the modified mixture will comply with the concrete mixture requirements in the construction documents.

(ج) إذا أصبحت البيانات متاحة أثناء البناء والتي تتجاوز باستمرار معايير قبول اختبار القوة للعينات القياسية المعالجة ، فيسمح بتعديل الخليط لتقليل متوسط القوة . تقديم أدلة مقبولة لدى أخصائي التصميم المرخص لإثبات أن الخليط المعدل سيتمشى مع متطلبات خليط الخرسانة في وثائق الإنشاء.

26.5—Concrete production and construction

26.5 - إنتاج الخرسانة والبناء

26.5.1 Concrete production

26.5.1 إنتاج الخرسانة

26.5.1.1 Compliance requirements:

- (a) Cementitious materials and aggregates shall be stored to prevent deterioration or contamination.
- (b) Material that has deteriorated or has been contaminated shall not be used in concrete.

26-5-1-1 متطلبات الامتثال:

- (أ) تخزين المواد والركام الأسمنتي لمنع التدهور أو التلوث .
- (ب) لا تستخدم المواد التي تعرضت للتلف أو الملوثة في الخرسانة.

(c) Equipment for mixing and transporting concrete shall conform to **ASTM C94M** or **ASTM C685M**.

(ج) تكون معدات الخلط ونقل الخرسانة مطابقة للمواصفة **ASTM C94M** أو **ASTM C685M**.

(d) Ready-mixed and site-mixed concrete shall be batched, mixed, and delivered in accordance with **ASTM C94M** or **ASTM C685M**.

(د) يتم خلط وتسليم الخرسانة الجاهزة والمخلوطة بالموقع طبقاً للمواصفة **ASTM C94M** أو **ASTM C685M**.

COMMENTARY

التعليق

R26.4.4.1(c) Often, at the beginning of a project, concrete mixtures will be proportioned conservatively to ensure passing the strength-test acceptance criteria. As test data showing actual variability become available, it may be appropriate to proportion the mixture less conservatively. Refer to **ACI 214R** for guidance. Concrete mixture requirements to be placed in the construction documents are given in 26.4.2.1(a).

R26.4.4.1 (ج) في كثير من الأحيان ، في بداية المشروع ، يتم خلط الخلطات الخرسانية بطريقة محافظة لضمان اجتياز معايير قبول اختبار القوة . وحيث أن بيانات الاختبار التي تظهر التقلبات الفعلية تصبح متاحة ، فقد يكون من المناسب تناسق الخليط بشكل أقل تحفظاً . ارجع إلى **ACI 214R** للحصول على الإرشادات . يتم وضع متطلبات خليط الخرسانة التي يجب وضعها في وثائق البناء في 26.4.2.1 (أ).

R26.5—Concrete production and construction

Detailed recommendations for mixing, handling, transporting, and placing concrete are given in **ACI 304R**.

26.5 - إنتاج الخرسانة والبناء

يتم توصيل التوصيات المفصلة الخاصة بالخلط والتعامل والنقل وطرح الخرسانة في **ACI 304R**.

R26.5.1 Concrete production

26.5.1 إنتاج الخرسانة

R26.5.1.1(c) **ASTM C94M** and **ASTM C685M** address operational requirements for equipment used to produce concrete.

R26.5.1.1 (ج) تتناول **ASTM C94M** و **ASTM C685M** المتطلبات التشغيلية للمعدات المستخدمة في إنتاج الخرسانة.

R26.5.1.1(d) **ASTM C94M** is a specification for ready mixed concrete whereby materials are primarily measured by mass (weight) and production is by batches. This is the more common method of concrete production, and it is also used in precast concrete plants. **ASTM C685M** is a specification for concrete where materials are measured by volume and the production is by continuous mixing. These specifications include provisions for capacity of mixers, accuracy of measuring devices, batching accuracy, mixing and delivery, and tests for evaluating the uniformity of mixed concrete.

R26.5.1.1 (د) **ASTM C94M** هي مواصفة للخرسانة الجاهزة ، حيث يتم قياس المواد أساساً بالكتلة (الوزن) والإنتاج على دفعات . هذه هي الطريقة الأكثر شيوعاً لإنتاج الخرسانة ، كما تستخدم أيضاً في مصانع الخرسانة سابقة الصب **ASTM C685M** هي مواصفات للخرسانة حيث يتم قياس المواد بالحجم ويتم إنتاجها عن طريق الخلط المستمر . وتشمل هذه المواصفات أحكاماً تتعلق بقدرة الخلاطات ، ودقة أجهزة القياس ، ودقة الخلط ، والاختلاط والتسليم ، واختبارات تقييم توحيد الخرسانة المختاطة

CODE

الكود

26.5.2 Concrete placement and consolidation

26.5.2 وضع الخرسانة وتوحيدها

26.5.2.1 Compliance requirements:

26.5.2.1 متطلبات الامتثال:

(a) Debris and ice shall be removed from spaces to be occupied by concrete before placement.

(أ) يجب إزالة الحطام والجليد من المساحات التي تشغلها الخرسانة قبل التنسيب.

(b) Standing water shall be removed from place of deposit before concrete is placed unless a tremie is to be used or unless otherwise permitted by both the licensed design professional and the building official.

(ب) يجب إزالة المياه الراكدة من مكان إيداعها قبل وضع الخرسانة ما لم يتم استخدام tremie أو ما لم يُسمح بخلاف ذلك من قبل كل من مهني التصميم المرخص ومسؤول البناء.

(c) Masonry filler units that will be in contact with concrete shall be prewetted prior to placing concrete.

(ج) تكون وحدات تعبئة الجدران التي تكون على تماس مع الخرسانة قبل وضع الخرسانة.

(d) Equipment used to convey concrete from the mixer to the location of final placement shall have capabilities to achieve the placement requirements.

(د) يجب أن تكون المعدات المستخدمة لنقل الخرسانة من الخلط إلى موقع التنسيب النهائي لها القدرة على تحقيق متطلبات التنسيب.

(e) Concrete shall not be pumped through pipe made of aluminum or aluminum alloys.

(هـ) لا يتم ضخ الخرسانة عبر أنابيب مصنوعة من الألومنيوم أو سبائك الألومنيوم.

COMMENTARY

التعليق

R26.5.2 Concrete placement and consolidation

R26.5.2 وضع الخرسانة وتوحيدها

R26.5.2.1(a) Forms need to be cleaned before beginning to place concrete. In particular, sawdust, nails, wood pieces, and other debris that may collect inside forms need to be removed.

R26.5.2.1 (أ) يجب تنظيف النماذج قبل البدء في وضع الخرسانة. على وجه الخصوص ، يجب إزالة نشارة الخشب والأظافر وقطع الخشب والحطام الأخرى التي قد تجمع داخل النماذج.

R26.5.2.1(b) The tremie referred to in this provision is not a short tube or "elephant trunk." It is a full-depth pipe used in accordance with accepted procedures for placing concrete under water. Information regarding placing concrete using a tremie is given in ACI 304R.

R26.5.2.1 (ب) لا يعتبر التريمي المشار إليه في هذا الحكم أنبوبًا قصيرًا أو "جذع الفيل". وهو أنبوب عميق يستخدم وفقًا للإجراءات المقبولة لوضع الخرسانة تحت الماء. معلومات عن وضع الخرسانة باستخدام tremie ويرد في ACI 304R.

R26.5.2.1(d) The Code requires the equipment for handling and transporting concrete to be capable of supplying concrete to the place of deposit continuously and reliably under all conditions and for all methods of placement. This applies to all placement methods, including pumps, belt conveyors, pneumatic systems, wheelbarrows, buggies, crane buckets, and tremies.

R26.5.2.1 (د) يشترط الكود أن تكون المعدات المستخدمة في مناولة ونقل الخرسانة قادرة على توريد الخرسانة إلى مكان الإيداع بشكل مستمر وموثوق به في جميع الظروف ولجميع طرق التنسيب. وينطبق ذلك على جميع طرق التنسيب، بما في ذلك المضخات، والناقلات الحزامية، وأنظمة الهواء المضغوط، وعربات اليد، والعربات الرافعات، والهزازات

R26.5.2.1(e) Loss of strength can result if concrete is pumped through pipe made of aluminum or aluminum alloy. Hydrogen gas generated by the reaction between the cement alkalies and the aluminum eroded from the interior of the pipe surface has been shown to cause strength reduction as much as 50 percent. Hence, equipment made of aluminum or aluminum alloys should not be used for pump lines, tremies, or chutes other than short chutes such as those used to convey concrete from a truck mixer.

R26.5.2.1 (هـ) يمكن أن ينتج عن فقدان القوة إذا تم ضخ الخرسانة من خلال أنابيب مصنوعة من الألومنيوم أو سبائك الألومنيوم. وقد تبين أن غاز الهيدروجين المتولد عن التفاعل بين القلويات الأسمنتية والألمنيوم المتآكل من باطن سطح الأنابيب يسبب انخفاضًا في القوة يصل إلى 50 بالمائة. ومن ثم ، لا ينبغي استخدام معدات مصنوعة من الألومنيوم أو سبائك الألومنيوم لخطوط المضخات ، أو الهزازات ، أو المزلق غير المزلق القصيرة مثل تلك المستخدمة لنقل الخرسانة من خلطة الشاحنة.

CODE

الكود

- (f) Concrete shall be placed in accordance with (1) through (5):
- (1) At a rate to provide an adequate supply of concrete at the location of placement.
 - (2) At a rate so concrete at all times has sufficient workability such that it can be consolidated by the intended methods.
 - (3) Without segregation or loss of materials.
 - (4) Without interruptions sufficient to permit loss of workability between successive placements that would result in cold joints.
 - (5) Deposited as near to its final location as practicable to avoid segregation due to rehandling or flowing.

(و) يتم وضع الخرسانة وفقا للعدد (1) إلى (5):

- (1) بمعدل توفير إمدادات كافية من الخرسانة في مكان التنسيب (2) . وبسرعة ملموسة في جميع الأوقات لديها القدرة على العمل بما فيه الكفاية بحيث يمكن توحيدها بالطرق المعتمدة .
- (3) دون فصل أو فقدان المواد .
- (4) دون انقطاع بما فيه الكفاية للسماح فقدان القدرة على العمل بين المواضع المتتالية التي من شأنها أن تؤدي إلى المفاصل الباردة .
- (5) يتم إيداعها بالقرب من موقعها النهائي كلما أمكن عمليا لتجنب الفصل بسبب إعادة المعالجة أو التدفق.

(g) Concrete that has been contaminated or has lost its initial workability to the extent that it can no longer be consolidated by the intended methods shall not be used.

(ز) لا يتم استخدام الخرسانة الملوثة أو التي فقدت قابليتها للتشغيل إلى الحد الذي لا يمكن بعده توحيدها بالطرق المعتمدة.

(h) Retempering concrete in accordance with the limits of **ASTM C94M** shall be permitted unless otherwise restricted by the licensed design professional.

(ح) يسمح الخرسانة المطابقة للمواصفات طبقاً لحدود **ASTM C94M** ما لم يقيد خبير التصميم المرخص خلاف ذلك.

(i) After starting, concreting shall be carried on as a continuous operation until the completion of a panel or section, as defined by its boundaries or predetermined joints.

(1) بعد التشغيل ، يتم تنفيذ الخرسانة على أنها عملية مستمرة حتى الانتهاء من لوحة أو مقطع ، على النحو المحدد في حدوده أو المفاصل المحددة سلفاً.

COMMENTARY

التعليق

R26.5.2.1(f) Concrete should be available at a supply rate consistent with the capacity of the placement equipment and the placement crew. Concrete supplied at a faster rate than can be accommodated by placement equipment or crew can result in loss of workability of concrete in equipment waiting to discharge. Excessive delays in the supply of concrete can cause previous placements to stiffen and result in the formation of cold joints. Each step in the handling and transporting of concrete needs to be controlled to maintain uniformity within a batch and from batch to batch. It is important to minimize segregation of the coarse aggregate from the mortar or of water from the other ingredients. Rehandling and transferring concrete over large distances from delivery vehicles to the point of placement in the structure can cause segregation of materials. The Code therefore requires that concrete be deposited as close to its final location as possible. However, self-consolidating concrete mixtures can be developed to flow longer distances and maintain their stability with minimal segregation. Guidance on self-consolidating concrete is provided in **ACI 237R**.

R26.5.2.1 (و) يجب أن تكون الخرسانة متاحة بمقدار العرض بما يتفق مع قدرة معدات التنسيب وطاقم التنسيب. الخرسانة التي يتم توفيرها بمعدل أسرع مما يمكن استيعابه من قبل معدات التنسيب أو الطاقم يمكن أن يؤدي إلى فقدان قابلية الخرسانة للتشغيل في المعدات التي تنتظر التصريف. يمكن أن يؤدي التأخر المفرط في توريد الخرسانة إلى تشديد المواضع السابقة والنتيجة لتشكيل المفاصل الباردة. يجب التحكم في كل خطوة في مناولة ونقل الاحتياجات للخرسانة للمحافظة على التوحيد داخل الدفعة ومن الدفعة إلى الدفعة. من المهم تقليل فصل الركام الخشن من **mortar** أو الماء من المكونات الأخرى. إن إعادة تحويل ونقل الخرسانة على مسافات كبيرة من مركبات التسليم إلى نقطة التنسيب في الهيكل يمكن أن يؤدي إلى فصل المواد. وبالتالي، تتطلب الكود إيداع الخرسانة في أقرب مكان ممكن لها. ومع ذلك، يمكن تثبيت مخاليط الخرسانة ذاتية الاندماج لتدفق مسافات أطول والحفاظ على استقرارها مع الحد الأدنى من الفصل. يتم توفير التوجيه على الخرسانة ذاتية التثبيت في **ACI 237R**.

R26.5.2.1(h) ASTM C94M permits water addition to mixed concrete before concrete is discharged to bring it up to the specified slump range as long as prescribed limits on the maximum mixing time and w/cm are not violated.

R26.5.2.1 (h) تسمح المواصفة **ASTM C94M** بإضافة الماء إلى الخرسانة المختلطة قبل أن يتم تفريغ الخرسانة لتصل إلى نطاق الانحدار المحدد طالما لم يتم خرق الحدود الموصوفة في وقت الخلط الأقصى و **w / cm**.

R26.5.2.1(j) Detailed recommendations for consolidation of concrete are given in **ACI 309R**. This guide presents information on the mechanism of consolidation and provides recommendations on equipment characteristics and procedures for various types of concrete mixtures.

R26.5.2.1 (ي) ترد التوصيات التفصيلية لتوحيد الخرسانة في المواصفة **ACI 309R**. يقدم هذا الدليل معلومات عن آلية الدمج ويقدم توصيات بشأن خصائص المعدات وإجراءاتها لمختلف أنواع الخلطات الخرسانية.

CODE

الكود

(j) Concrete shall be consolidated by suitable means during placement and shall be worked around reinforcement and embedments and into corners of forms.

(ي) يتم توحيد الخرسانة بالوسائل المناسبة أثناء التنسيب ويتم العمل عليها حول التسليح والمرابط وفي زوايا الأشكال.

(k) Top surfaces of vertically formed lifts shall be generally level.

(ك) يجب أن تكون السطوح العليا للمساعد المشكلة عموديا بمستوى عام.

26.5.3 Curing concrete

26.5.3 معالجة الخرسانة

26.5.3.1 Design information:

(a) If supplementary tests of field-cured specimens are required to verify adequacy of curing and protection, the number and size of test specimens and the frequency of these supplementary tests.

26-5-3-1 المعلومات المتعلقة بالتصميم:

(أ) إذا كانت هناك حاجة إلى اختبارات تكميلية للعينات المعالجة ميدانيا للتحقق من كفاية المعالجة والحماية، وعدد وحجم عينات الاختبار وتكرار هذه الاختبارات التكميلية.

26.5.3.2 Compliance requirements:

(a) Concrete, other than high-early-strength, shall be maintained at a temperature of at least 10°C and in a moist condition for at least the first 7 days after placement, except if accelerated curing is used.

(b) High early-strength concrete shall be maintained at a temperature of at least 10°C and in a moist condition for at least the first 3 days after placement, except if accelerated curing is used.

26.5.3.2 متطلبات الامتثال:

(أ) يتم الاحتفاظ بالخرسانة، بخلاف قوة عالية في وقت مبكر، عند درجة حرارة لا تقل عن 10 درجة مئوية وفي حالة رطوبة لمدة 7 أيام على الأقل بعد الوضع، إلا إذا تم استخدام المعالجة السريعة.

(ب) يتم الحفاظ على الخرسانة العالية القوة في وقت مبكر عند درجة حرارة لا تقل عن 10 درجة مئوية وفي حالة رطوبة خلال الأيام الثلاثة الأولى على الأقل بعد الوضع، إلا إذا تم استخدام المعالجة السريعة.

COMMENTARY

التعليق

R26.5.3 Curing concrete—Detailed recommendations for curing concrete are given in **ACI 308R**. This guide presents basic principles of proper curing and describes the various methods, procedures, and materials for curing of concrete.

R26.5.3 معالجة الخرسانة - توضح **ACI 308R** توصيات مفصلة لعلاج الخرسانة. يقدم هذا الدليل المبادئ الأساسية للعلاج الصحيح ويصف الطرق والإجراءات والمواد المختلفة لعلاج الخرسانة.

CODE

الكود

(c) Accelerated curing to accelerate strength gain and reduce time of curing is permitted using high-pressure steam, steam at atmospheric pressure, heat and moisture, or other process acceptable to the licensed design professional. If accelerated curing is used, (1) and (2) shall apply:

(1) Compressive strength at the load stage considered shall be at least the strength required at that load stage. (2) Accelerated curing shall not impair the durability of the concrete.

(ج) يسمح بالتسريع في المعالجة لتسريع كسب القوة وتقليل وقت المعالجة باستخدام البخار عالي الضغط، والبخار عند الضغط الجوي، والحرارة والرطوبة، أو أي عملية أخرى مقبولة لدى أخصائي التصميم المرخص. إذا تم استخدام المعالجة المتسارعة، يجب تطبيق (1) و (2):
(1) يجب أن تكون قوة الانضغاط في مرحلة الحمولة على الأقل القوة المطلوبة في مرحلة التحميل هذه.
(2) لا تعالج المعالجة المتسارعة متانة الخرسانة.

(d) If required by the building official or licensed design professional, results of tests of cylinders made and cured in accordance with (1) and (2) shall be provided in addition to results of standard-cured cylinder strength tests.

(1) At least two 150 x 300 mm. or at least three 100 x 200 mm. fieldcured cylinders shall be molded at the same time and from the same samples as standard-cured cylinders;

(2) Field-cured cylinders shall be cured in accordance with the field curing procedure of **ASTM C31M** and tested in accordance with **ASTM C39M**.

(د) إذا كان مطلوباً من مسؤول البناء أو خبير التصميم المرخص، يجب تقديم نتائج اختبارات الأسطوانات المصنعة والمبردة وفقاً لكل من (1) و (2) بالإضافة إلى نتائج اختبارات قوة الأسطوانة القياسية.

(1) على الأقل اثنين 150 × 300 ملم. أو ثلاثة على الأقل 100 × 200 ملم. تصنع الأسطوانات التي يتم شملها في الميدان في نفس الوقت ومن نفس العينات مثل الأسطوانات القياسية؛

(2) يجب علاج الأسطوانات المعقمة ميدانياً وفقاً لإجراءات المعالجة الميدانية لـ **ASTM C31M** واختبارها طبقاً لـ **ASTM C39M**

COMMENTARY

التعليق

R26.5.3.2(c) This section applies whenever an accelerated curing method is used, whether for precast or cast-in place elements. **EB-001.15**, and **PCI MNL 116**, and **PCI MNL 117** provide general information on accelerated curing. Accelerated curing procedures require careful attention to obtain uniform and satisfactory results. Preventing moisture loss during the curing is essential. The compressive strength of accelerated-cured concrete is not as high at later ages as that of nominally identical concrete continuously cured under moist conditions at moderate temperatures. Also, the modulus of elasticity, E_c , of accelerated-cured specimens may vary from that of specimens moist-cured at normal temperatures.

R26.5.3.2(ج) ينطبق هذا القسم كلما استُخدمت طريقة المعالجة السريعة، سواء بالنسبة لعناصر مكان التحضير أو الصب. يوفر **EB-001.15** و **PCI MNL 116** و **PCI MNL 117** معلومات عامة حول المعالجة السريعة. تتطلب إجراءات المعالجة المتسارعة الانتباه بعناية للحصول على نتائج موحدة ومرضية. منع فقدان الرطوبة أثناء المعالجة أمر ضروري. إن قوة الضغط للخرسانة المعالجة ليست عالية في الأعمار المتأخرة حيث أن الخرسانة ذات الاسمية متطابقة باستمرار يتم معالجتها تحت ظروف رطبة في درجات حرارة معتدلة. أيضاً، قد يختلف معامل المرونة، E_c ، للعينات المعجلة من عينات العينات المبيلة في درجات الحرارة العادية.

R26.5.3.2(d) Strengths of cylinders cured under field conditions may be required to evaluate the adequacy of curing and protection of concrete in the structure. The Code provides a specific criterion in 26.5.3.2(e) for judging the adequacy of curing and protection afforded to the structure. For a valid comparison, field-cured cylinders and companion standard-cured cylinders need to be made from the same sample. Field-cured cylinders are to be cured, as nearly as possible, under the same conditions as the structure. The field-cured cylinders should not be treated more favorably than the structural members they represent. In evaluating test results of field-cured cylinders, it should be recognized that even if cylinders are protected in the same manner as the structure, they may not experience the same temperature history as the concrete in the structure. This different temperature history occurs because heat of hydration may be dissipated differently in a cylinder compared with the structural member.

R26.5.3.2(د) قد تكون هناك حاجة لمقدار الأسطوانات المعالجة في ظروف ميدانية لتقييم مدى ملائمة ومعالجة الخرسانة في الهيكل. توفر الكود معياراً محدداً في 26.5.3.2 (هـ) للحكم على مدى ملائمة المعالجة والحماية الممنوحة للهيكل. لإجراء مقارنة صحيحة، يجب عمل أسطوانات علاج ميداني واسطوانات قياسية رفيقة من نفس العينة. يجب معالجة الأسطوانات المعالجة، قدر الإمكان، في ظل نفس ظروف الهيكل. يجب ألا يتم التعامل مع الأسطوانات المعالجة بشكل أفضل من الأعضاء الهيكلية التي يمثلونها. عند تقييم نتائج اختبار الأسطوانات المعالجة، يجب إدراك أنه حتى لو تمت حماية الأسطوانات بنفس طريقة الهيكل، فقد لا تواجه نفس تاريخ درجة الحرارة مثل الخرسانة في الهيكل. يحدث هذا التاريخ لدرجات الحرارة المختلفة لأن حرارة الماء قد تتبدد بشكل مختلف في الأسطوانة مقارنة بالعضو البنيوي.

CODE

الكود

(e) Procedures for protecting and curing concrete shall be considered adequate if (1) or (2) are satisfied:

(1) Average strength of field-cured cylinders at test age designated for determination of f_c' is equal to or at least 85 percent of that of companion standard-cured cylinders.

(2) Average strength of field-cured cylinders at test age exceeds f_c' by more than 3.5 Mpa.

(هـ) تعتبر إجراءات حماية وعلاج الخرسانة كافية إذا (1) أو (2) راضون: (1) متوسط قوة الأسطوانات المعالجة في الحقل في عمر الاختبار المحدد لتحديد f_c' يساوي أو على الأقل 85 في المئة من ذلك من الأسطوانات رفيق القياسية. (2) متوسط قوة الأسطوانات المعالجة في المجال في عمر الاختبار يزيد عن f_c' بأكثر من 3.5 ميجاباسكال

26.5.4 Concreting in cold weather

26.5.4 خرسانة في الطقس البارد

COMMENTARY

التعليق

R26.5.3.2(e) Research (Bloem 1968) has shown that the strength of cylinders protected and cured to simulate good field practice should be at least about 85 percent of standard-cured cylinders if both are tested at the age designated for f_c' . Thus, a value of 85 percent has been set as a rational basis for judging the adequacy of field curing. The comparison is made between the measured strengths of companion field-cured and standard-cured cylinders, not between the strength of field-cured cylinders and the specified value of f_c' . Test results for the field-cured cylinders are considered satisfactory, however, if the strength of field-cured cylinders exceeds f_c' by more than 3.5 Mpa, even though they fail to reach 85 percent of the strength of companion standard-cured cylinders. The 85 percent criterion is based on the assumption that concrete is maintained above 10°C and in a moist condition for at least the first 7 days after placement, or high-early-strength concrete is maintained above 10°C and in a moist condition for at least the first 3 days after placement. If the field-cured cylinders do not provide satisfactory strength by this comparison, steps need to be taken to improve the curing. If the tests indicate a possible serious deficiency in strength of concrete in the structure, core tests may be required, with or without supplemental wet curing, to evaluate the structural adequacy, as provided in 26.12.4.

(e) R26.5.3.2 أظهر البحث (Bloem 1968) أن قوة الأسطوانات المحمية والمعالجة لمحاكاة الخرسانة الميدانية الجيدة ينبغي أن تكون على الأقل حوالي 85 في المائة من الأسطوانات العادية إذا تم اختبار كلاهما في العمر المعينة لـ f_c' وهكذا، تم تعيين قيمة 85 في المئة كأساس عقلائي للحكم على كفاية المعالجة الميدانية. يتم إجراء المقارنة بين نقاط القوة المقاسة للأسطوانات المصحوبة بميدان المعالجة والعلاج القياسي، وليس بين قوة الأسطوانات المعالجة والقيمة المحددة لـ f_c' . تعتبر نتائج اختبار الأسطوانات المشبعة في الحقل مرضية، ومع ذلك، إذا تجاوزت قوة الأسطوانات المجال f_c' بأكثر من 3.5 ميجاباسكال، على الرغم من أنها فشلت في الوصول إلى 85 في المائة من قوة الأسطوانات العادية المصاحبة. يعتمد معيار 85٪ على افتراض أن الخرسانة يتم الحفاظ عليها فوق 10 درجة مئوية وفي حالة رطوبة على الأقل خلال الأيام السبعة الأولى بعد وضعها، أو يتم الحفاظ على الخرسانة عالية القوة في وقت مبكر فوق 10 درجة مئوية وفي حالة رطوبة في على الأقل أول 3 أيام بعد التنسيب. إذا لم توفر الأسطوانات التي عولجت في الميدان قوة مرضية من خلال هذه المقارنة، فيجب اتخاذ خطوات لتحسين المعالجة. إذا كانت الاختبارات تشير إلى وجود عجز خطير محتمل في قوة الخرسانة في الهيكل، قد تكون هناك حاجة إلى اختبارات أساسية، مع أو بدون معالجة مبللة إضافية، لتقييم مدى كفاية الهيكلية، على النحو المنصوص عليه في 26.12.4.

R26.5.4 Concreting in cold weather—Detailed recommendations for cold weather concreting are given in ACI 306R. Specification requirements for concreting in cold weather are provided in ACI 301 and ACI 306.1. If both ACI 301 and ACI 306.1 are referenced in construction documents, the governing requirements should be identified.

R26.5.4 صب الخرسانة في الطقس البارد - ترد التوصيات التفصيلية للخرسانة الخاصة بالطقس البارد في ACI 306R. يتم توفير متطلبات المواصفات للخرسانة في الطقس البارد في ACI 301 و ACI 306.1. إذا تمت الإشارة إلى كل من ACI 301 و ACI 306.1 في مستندات الإنشاء، فيجب تحديد متطلبات الإدارة.

CODE

الكود

26.5.4.1 Design information:

26.5.4.1 معلومات التصميم:

(a) Temperature limits for concrete as delivered in cold weather.

(أ) حدود درجة الحرارة للخرسانة كما يتم تسليمها في الطقس البارد.

26.5.4.2 Compliance requirements:

(a) Adequate equipment shall be provided for heating concrete materials and protecting concrete during freezing or near-freezing weather.

(b) Frozen materials or materials containing ice shall not be used.

(c) Forms, fillers, and ground with which concrete is to come in contact shall be free from frost and ice.

(d) Concrete materials and production methods shall be selected so that the concrete temperature at delivery complies with the specified temperature limits.

26.5.4.2 متطلبات الامتثال:

(أ) يجب توفير معدات كافية لتسخين المواد الخرسانية وحماية الخرسانة أثناء الطقس المتجمد أو شبه المتجمد.

(ب) لا يجوز استخدام المواد المجمدة أو المواد المحتوية على الثلج.

(ج) تكون الأشكال والحشوات والأرض التي تكون الخرسانة عليها ملائمة خالية من الصقيع والجليد.

(د) يتم اختيار المواد الخرسانية وطرق الإنتاج بحيث تتوافق درجة حرارة الخرسانة عند التسليم مع حدود درجة الحرارة المحددة.

26.5.5 Concreting in hot weather

26.5.5 خرسانة في الطقس الحار

26.5.5.1 Design information:

26.5.5.1 معلومات التصميم:

(a) Temperature limits for concrete as delivered in hot weather.

(أ) حدود درجة الحرارة للخرسانة كما يتم تسليمها في الطقس الحار.

COMMENTARY

التعليق

R26.5.4.1(a) ASTM C94M, ACI 306R, and ACI 301 contain requirements and recommendations for concrete temperature based on section size.

R26.5.4.1 (أ) تحتوي ASTM C94M و ACI 306R و ACI 301 على متطلبات وتوصيات لدرجة حرارة الخرسانة بناءً على حجم المقطع.

R26.5.5 Concreting in hot weather—Detailed recommendations for hot weather concreting are given in ACI 305R. This guide identifies the hot weather factors that affect concrete properties and construction practices and recommends measures to eliminate or minimize undesirable effects. Specification requirements for concreting in hot weather are provided in ACI 301 and ACI 305.1.

R26.5.5 الطلاء في الطقس الحار - توضح التوصيات التفصيلية الخاصة بـ لفات الطقس الحار في ACI 305R. يحدد هذا الدليل عوامل الطقس الحار التي تؤثر على خصائص الخرسانة وممارسات البناء ويوصي باتخاذ تدابير للقضاء على التأثيرات غير المرغوبة أو تقليلها. يتم توفير متطلبات المواصفات للخرسانة في الطقس الحار في ACI 301 و ACI 305.1.

R26.5.5.1(a) ACI 301 and ACI 305.1 limit the maximum concrete temperature to 35°C at the time of placement.

R26.5.5.1 (أ) ACI 301 و ACI 305.1 يحددان درجة حرارة الخرسانة القصوى إلى 35 درجة مئوية عند وقت وضعهما.

CODE

الكود

26.5.5.2 Compliance requirements:

- (a) Concrete materials and production methods shall be selected so that the concrete temperature at delivery complies with the specified temperature limits.
- (b) Handling, placing, protection, and curing procedures shall limit concrete temperatures or water evaporation that could reduce strength, serviceability, and durability of the member or structure.

26.5.5.2 متطلبات الامتثال:

- (أ) يتم اختيار المواد الخرسانية وطرق الإنتاج بحيث تتوافق درجة حرارة الخرسانة عند التسليم مع حدود درجة الحرارة المحددة.
- (ب) يجب أن تحد إجراءات المناولة ووضعها وحمايتها ومعالجتها من درجة حرارة الخرسانة أو تبخر المياه التي يمكن أن تقلل من قوة العضو أو هيكله وقابليته على الخدمة وقابليتها.

26.5.6 Construction, contraction, and isolation joints

26.5.6 مفاصل البناء والتقلص والعزل

26.5.6.1 Design information:

- (a) If required by the design, locations and details of construction, isolation, and contraction joints.

26.5.6.1 معلومات التصميم:

- (أ) إذا تطلب ذلك التصميم ومواقع وتفصيل عمليات البناء والعزل والانكماش.

- (b) Details required for transfer of shear and other forces through construction joints.

- (ب) التفاصيل المطلوبة لنقل القص والقوى الأخرى من خلال وصلات البناء.

- (c) Surface preparation, including intentional roughening of hardened concrete surfaces where concrete is to be placed against previously hardened concrete.

- (ج) إعداد السطح، بما في ذلك التخشين المتعمد لأسطح الخرسانة المتصلبة حيث توضع الخرسانة مقابل الخرسانة سابقة الصلابة.

- (d) Locations where shear is transferred between as rolled steel and concrete using headed studs or welded reinforcing bars requiring steel to be clean and free of paint.

- (د) المواقع التي يتم فيها نقل القص بين الصلب المدلفن والخرسانة باستخدام مسامير للرأس أو قضبان التسليح الملحومة التي تتطلب من الصلب أن تكون نظيفة وخالية من الطلاء.

COMMENTARY

التعليق

R26.5.6 Construction, contraction, and isolation joints— For the integrity of the structure, it is important that joints in the structure be located and constructed as required by the design. Any deviations from locations indicated in construction documents should be approved by the licensed design professional. Construction or other joints should be located where they will cause the least weakness in the structure. Lateral force design may require additional consideration of joints during design.

R26.5.6 مفاصل البناء ، والتقلص ، والعزل - من أجل سلامة البنية ، من المهم تحديد موقع المفاصل في البنية وصنعها وفقاً لما يتطلبه التصميم. يجب أن تتم الموافقة على أي انحرافات عن المواقع المشار إليها في وثائق الإنشاء من قبل فني التصميم المرخص. يجب أن يكون موقع البناء أو المفاصل الأخرى حيث سيسبب أقل ضعف في الهيكل. قد يتطلب تصميم القوة الجانبية مزيداً من التفكير في المفاصل أثناء التصميم.

R26.5.6.1(b) Shear keys, intermittent shear keys, diagonal dowels, or shear friction may be used where force transfer is required. If shear friction at a joint interface in accordance with 22.9 is invoked in the design, include applicable construction requirements in the construction documents.

R26.5.6.1 (ب) يمكن استخدام مفاتيح القص أو مفاتيح القص المتقطعة أو المسامير المائلة أو احتكاك القص حيثما يكون مطلوباً نقل القوة. إذا تم بقص الاحتكاك في وصلة مشتركة وفقاً لـ 22.9 في التصميم، يجب تضمين متطلبات الإنشاء السارية في مستندات الإنشاء.

R26.5.6.1(c) The preparations referenced are applicable if design for shear friction is in accordance with 22.9 and for contact surfaces at construction joints for structural walls.

R26.5.6.1 (ج) تكون المستحضرات المشار إليها قابلة للتطبيق إذا كان تصميم احتكاك القص يتوافق مع 22.9 والأسطح الملامسة في وصلات البناء للجدران الإنشائية.

R26.5.6.1(d) The locations referenced are those for which design for shear friction is in accordance with 22.9.

R26.5.6.1 (د) المواقع المشار إليها هي تلك التي فيها تصميم احتكاك القص بالنسبة 22.9.

CODE

الكود

(e) Surface preparation including intentional roughening if composite topping slabs are to be cast in place on a precast floor or roof intended to act structurally with the precast members.

(هـ) إعداد السطح بما في ذلك التخشين المتعمد إذا كانت البلاطة العلوية المركبة ستوضع في مكانها على أرضية مسبقة الصنع أو في السقف بهدف العمل بطريقة هيكليّة مع الأعضاء المسبقين.

26.5.6.2 Compliance requirements:

26.5.6.2 متطلبات الامتثال:

(a) Joint locations or joint details not shown or that differ from those indicated in construction documents shall be submitted for review by the licensed design professional.

(أ) يجب تقديم المواقع المشتركة أو التفاصيل المشتركة غير المبينة أو التي تختلف عن تلك المشار إليها في وثائق الإنشاء للمراجعة من قبل أخصائي التصميم المرخص.

(b) Except for prestressed concrete, construction joints in floor and roof systems shall be located within the middle third of spans of slabs, beams, and girders unless otherwise approved by the licensed design professional.

(ب) فيما عدا الخرسانة سابقة الإجهاد، يجب أن تقع مفاصل البناء في أنظمة الأرضيات والسقف في الثلث الأوسط من امتدادات البلاطة، والأرضيات، والكمرات ما لم يتم الموافقة على خلاف ذلك من قبل أخصائي التصميم المرخص.

(c) Construction joints in girders shall be offset a distance of at least two times the width of intersecting beams, measured from the face of the intersecting beam, unless otherwise approved by the licensed design professional. (d) Construction joints shall be cleaned and laitance removed before new concrete is placed.

(e) Surface of concrete construction joints shall be intentionally roughened if specified.

(f) Immediately before new concrete is placed, construction joints shall be prewetted and standing water removed.

(ج) يجب أن تعادل وصلات البناء في الكمرات مسافة لا تقل عن ضعف عرض الكمرات المتقاطعة، مفاصة من وجه الكمرات المتقاطعة، ما لم يوافق خبير التصميم المرخص على خلاف ذلك.

(د) يجب تنظيف وصلات البناء وإزالة اللاصق قبل وضع الخرسانة الجديدة. (هـ) يجب أن تكون خشونة سطح خرسانات البناء خرسانية إذا تم تحديدها. (و) على الفور قبل وضع الخرسانة الجديدة، يجب أن تكون فواصل البناء مسبقة وإزالة المياه الراكة.

COMMENTARY

التعليق

R26.5.6.2(a) If the licensed design professional does not designate specific joint locations, the contractor should submit joint locations for construction to the licensed design professional for review to determine that the proposed locations do not impact the performance of the structure.

R26.5.6.2 (أ) إذا لم يحدد اختصاصي التصميم المرخص مواقع مشتركة محددة ، ينبغي على المقاول تقديم مواقع مشتركة للبناء إلى أخصائي التصميم المرخص لمراجعتها لتحديد أن المواقع المقترحة لا تؤثر على أداء الهيكل.

R26.5.6.2(b) Tendons of continuous post-tensioned slabs and beams are usually stressed at a point along the span where the tendon profile is at or near the centroid of the concrete cross section. Therefore, interior construction joints are usually located within the end thirds of the span rather than the middle third of the span. Construction joints located within the end thirds of continuous post-tensioned slab and beam spans have a long history of satisfactory performance; therefore, 26.5.6.2(b) is not applicable to prestressed concrete.

R26.5.6.2 (ب) عادة ما يتم التأكيد على كابلات الشد من البلاطة والكمرات المستمرة بعد الشد عند نقطة على طول امتداد الوصلة عند أو بالقرب من النقطة الوسطى للمقطع العرضي. لذلك، عادة ما توجد مفاصل البناء الداخلية في الثلث الأخير من المدى بدلاً من الثلث الأوسط من الامتداد. إن مفاصل البناء التي تقع في الثلث الأخير من البلاطة العرضية والشد المستمر بعد الشد لها تاريخ طويل من الأداء المرضي؛ لذلك، **26.5.6.2(b)** لا ينطبق على الخرسانة سابقة الإجهاد.

CODE الكود

26.5.7 Construction of concrete members

26.5.7 بناء أعضاء خرسانية

26.5.7.1 Design information:

(a) Details required to accommodate dimensional changes resulting from prestressing, creep, shrinkage, and temperature.

26.5.7.1 معلومات التصميم:

(أ) التفاصيل المطلوبة لاستيعاب تغيرات الأبعاد الناتجة عن الإجهاد المسبق والزحف والانكماش والحرارة.

(b) Identify if a slab-on-ground is designed as a structural diaphragm or part of the seismic-force-resisting system.

(ب) تحديد ما إذا كان قد تم تصميم بلاطة على الأرض كهيكل أو جزء من نظام مقاومة الزلازل.

(c) Details for construction of sloped or stepped footings designed to act as a unit.

(d) Locations where slab and column concrete placements are required to be integrated during placement in accordance with 15.3.

(e) Locations where steel fiber-reinforced concrete is required for shear resistance in accordance with 9.6.3.1.

(ج) تفاصيل لبناء ممرات مائلة أو مبطنة مصممة للعمل كوحدة .

(د) المواقع التي يلزم فيها إدراج مواضع للبلاطات والأعمدة الخرسانية أثناء التنسيب وفقاً للفقرة 15.3 .

(هـ) المواقع التي تتطلب الخرسانة المسلحة بالألياف الحديدية لمقاومة القص وفقاً لـ 9.6.3.1.

26.5.7.2 Compliance requirements:

26.5.7.2 متطلبات الامتثال:

(a) Beams, girders, or slabs supported by columns or walls shall not be cast until concrete in the vertical support members is no longer plastic.

(أ) لا يتم رمي الكمرات أو girders أو البلاطة المدعومة بالأعمدة أو الجدران حتى تصبح الخرسانة في أعضاء الدعم الرأسية غير مرنة.

(b) Beams, girders, haunches, drop panels, shear caps, and capitals shall be placed monolithically as part of a slab system, unless otherwise shown in construction documents.

(ب) توضع girders ، والكمرات ، والبلاطة ، و البلاطة الإسقاط ، وأغطية القص ، بشكل متجانس كجزء من نظام البلاطة ، ما لم يُنص على خلاف ذلك في وثائق البناء.

COMMENTARY التعليق

R26.5.7 Construction of concrete members

R26.5.7 بناء أعضاء خرسانية

R26.5.7.1(b) Slabs-on-ground often act as a diaphragm to hold the building together at the ground level and minimize the effects of out-of-phase ground motion that may occur over the footprint of the building. The construction documents should clearly state that these slabs-on-ground are structural members so as to prohibit saw cutting of the slab. Refer also to 26.5.7.2(d).

R26.5.7.1(ب) غالباً ما تعمل البلاطات على الأرض كغشاء ليقبس المبنى على مستوى الأرض وتقليل تأثيرات الأرض خارج الحدود التي قد تحدث فوق اثار المبنى . يجب أن تنص وثائق البناء بوضوح على أن هذه البلاطة على الأرض هي أعضاء بنيوية لمنع حظر قطع البلاطة . راجع أيضاً إلى 26.5.7.2(d).

R26.5.7.2(a) Delay in placing concrete in members supported by columns and walls is necessary to minimize potential cracking at the interface of the slab and supporting member caused by bleeding and settlement of plastic concrete in the supporting member.

R26.5.7.2(أ) التأخير في وضع الخرسانة في الأعضاء المدعومة بالأعمدة والجدران ضروري لتقليل التشقق المحتمل في السطح البيني للبلاطة والعضو الداعم الناجم عن هبوط وتسوية الخرسانة المرنة في العضو الداعم.

R26.5.7.2(b) Separate placement of slabs and beams, haunches, or similar elements is permitted if shown in the construction documents and if provision has been made to transfer forces as required in 22.9.

26-5-2-2(ب) يُسمح بوضع موضع مستقل البلاطة والكمرات والأركان أو العناصر المماثلة إذا كانت موضحة في مستندات التشييد وإذا أُدرج نقل القوات حسب المطلوب في 9-22.

CODE

الكود

(c) At locations where slab and column concrete placements are required to be integrated during placement, column concrete shall extend full slab depth at least 600 mm into floor slab from face of column and be integrated with floor concrete.

(ج) في المواقع التي يلزم فيها تكامل مواضع الخرسانة والكتل أثناء وضعها، يجب أن تمتد خرسانة الأعمدة إلى عمق كامل للبلاط على الأقل 600 ملم في بلاطة الأرضية من وجه العمود وأن تكون متكاملة مع الخرسانة الأرضية.

(d) Saw cutting in slabs-on-ground identified in the construction documents as structural diaphragms or part of the seismic-force-resisting system shall not be permitted unless specifically indicated or approved by the licensed design professional.

(د) لا يسمح بقص القطع في البلاطة على أرض محددة في وثائق التشييد هيكلية أو جزء من نظام مقاومة الزلازل إلا إذا تم تحديدها أو اعتمادها من قبل أخصائي التصميم المرخص.

26.6—Reinforcement materials and construction requirements

26.6 - مواد التسليح ومتطلبات البناء

26.6.1 General

26.6.1 عام

26.6.1.1 Design information:

- ASTM designation and grade of reinforcement.
- Type, size, location requirements, detailing, and embedment length of reinforcement.
- Concrete cover to reinforcement.

26.6.1.1 معلومات التصميم:

- تعيين ASTM ودرجة التسليح .
- النوع والحجم ومتطلبات الموقع والتفصيل التسليح وطول مدة الاندماج .
- غطاء خرساني للتسليح.

COMMENTARY

التعليق

R26.5.7.2(c) Application of the concrete placement procedure described in 15.3 requires the placing of two different concrete mixtures in the floor system. The lower-strength mixture in the floor slab needs to be placed while the higher-strength concrete is still plastic and should be adequately vibrated so that the concretes are well integrated. This requires careful coordination of the concrete deliveries and the possible use of retarders in the column concrete. In some cases, additional inspection services will be required if this procedure is used. It is important that the higher-strength column concrete in the floor be placed before the lower-strength concrete in the remainder of the floor to prevent accidental placing of the low-strength concrete in the column area. It is the responsibility of the licensed design professional to indicate in the construction documents where the high and low-strength concretes are to be placed.

R26.5.7.2(ج) يتطلب تطبيق إجراء التنسيب للخرسانة الموصوف في 15.3 وضع مخاليط خرسانية مختلفة في نظام الأرضية. يجب وضع الخليط السفلي في بلاطة الأرضية في حين أن الخرسانة ذات القوة الأعلى لا تزال مرنة ويجب أن تهتز بشكل كاف بحيث يتم دمج الخرسانة بشكل جيد. ويتطلب ذلك التنسيق الدقيق للتسليمات وإمكانية استخدام المؤخرات في الخرسانة ذات الأعمدة. في بعض الحالات، ستكون خدمات الفحص الإضافية مطلوبة إذا تم استخدام هذا الإجراء. من المهم وضع خرسانة العمود الأعلى قوة في الأرضية قبل الخرسانة المنخفضة في الجزء المتبقي من الأرض لمنع وضع الكمرات منخفضة القوة في منطقة العمود. تقع على عاتق أخصائي التصميم المرخص أن يبين في وثائق البناء مكان وضع الخرسانة العالية وذات القوة المنخفضة.

R26.5.7.2(d) This restriction applies to slabs identified as structural diaphragms in 26.5.7.1(b).

R26.5.7.2(د) ينطبق هذا القيد على البلاطة المحددة كأغشية هيكلية في 26.5.7.1(b).

R26.6—Reinforcement materials and construction equipment

26.6 - مواد التسليح ومعدات البناء

R26.6.1 General

R26.6.1 عام

CODE

الكود

(d) Location and length of lap splices.

(د) الموقع وطول توصيلات التداخل.

(e) Type and location of mechanical splices.

(f) Type and location of end-bearing splices.

(هـ) نوع وموقع التوصيلات الميكانيكية .

(و) نوع وموقع التوصيلات الحاملة .

(g) Type and location of welded splices and other required welding of reinforcing bars.

(ز) نوع وموقع التوصيلات الملحومة واللحام المطلوب الآخر لقضبان التسليح .

(h) ASTM designation for protective coatings of nonprestressed reinforcement.

(i) Corrosion protection for exposed reinforcement intended to be bonded with extensions on future Work.

(ح) تعيين ASTM للطلاء الواقي من التسليح غير مسبق الاجهاد .

(ط) الحماية من التآكل للتسليح المكشوف المقصود أن تكون مرتبطة مع التمديدات في العمل المستقبلي

26.6.1.2 Compliance requirements:

(a) Mill test reports for reinforcement shall be submitted.

(b) Nonprestressed reinforcement with rust, mill scale, or a combination of both shall be considered satisfactory, provided a hand wire-brushed representative test specimen of the reinforcement complies with the applicable ASTM specification for the minimum dimensions (including height of deformations) and weight per unit length.

26.6.1.2 متطلبات الامتثال:

(ا) تقدم تقارير اختبار الطحن للتسليح .

(ب) يجب اعتبار التسليح غير مسبق الاجهاد مع الصدأ أو مقياس الطحن أو كلاهما مرضياً ، بشرط أن تكون عينة الاختبار التمثيلية المصنوعة من أسلاك يدوية متطابقة مع مواصفات ASTM الكابل للحد الأدنى للأبعاد (بما في ذلك ارتفاع الحزبون) والوزن لكل وحدة الطول.

(c) Prestressing reinforcement shall be free of mill scale, pitting, and excessive rust. A light coating of rust shall be permitted.

(ج) يجب أن تكون التسوية المسبقة الإجهاد خالية من مقياس الطحن، والتقر ، والصدأ الزائد. يتم السماح بطبقة خفيفة من الصدأ.

(d) At the time concrete is placed, reinforcement to be bonded shall be clean of ice, mud, oil, or other deleterious coatings that decrease bond.

(د) في الوقت الذي يتم فيه وضع الخرسانة، يجب أن تكون التسليح التي يتم ربطها نظيفة من الثلج أو الطين أو الزيت أو أي مواد تلطخ أخرى تقلل السندات.

COMMENTARY

التعليق

R26.6.1.1(d) Splices should, if possible, be located away from points of maximum tensile stress. The lap splice requirements of 25.5.2 encourage this practice.

R26.6.1.1 (د) ينبغي ، إذا أمكن ، وضع المبادئ بعيداً عن نقاط إجهاد الشد الأقصى . متطلبات التداخل من 25.5.2 تشجع هذه الممارسة.

R26.6.1.1(g) Refer to R26.6.4.

R26.6.1.1 (g) يرجى الرجوع إلى R26.6.4.

R26.6.1.2(b) Specific limits on rust are based on tests (Kemp et al. 1968) plus a review of earlier tests and recommendations. Kemp et al. (1968) provides guidance with regard to the effects of rust and mill scale on bond characteristics of deformed reinforcing bars. Research has shown that a normal amount of rust increases bond. Normal rough handling generally removes rust that is loose enough to impair the bond between the concrete and reinforcement.

R26.6.1.2 (ب) تستند القيود المحددة على الصدأ على الاختبارات (Kemp et al. 1968) بالإضافة إلى مراجعة الاختبارات والتوصيات السابقة. كيمب وآخرون (1968) . يوفر التوجيه فيما يتعلق بآثار الصدأ ومقادير التآكل على السندات من قضبان التسليح المحلزون. أظهرت الأبحاث أن كمية الصدأ العادية تزيد السندات. عادة ما تقضي المعالجة القاسية العادية على إزالة الصدأ الرخو بما يكفي لإعاقة الرابطة بين الخرسانة والتسليح.

R26.6.1.2(c) Guidance for evaluating the degree of rusting on strand is given in Sason (1992).

R26.6.1.2 (ج) ترد إرشادات لتقييم درجة الصدأ على الكابل في Sason (1992).

R26.6.1.2(d) The use of epoxy coating in accordance with 20.6.2 is permitted. Materials used for the protection of prestressed reinforcement against corrosion in unbonded tendons are not considered to be contaminants as described in this provision.

R26.6.1.2 (د) يُسمح باستخدام طلاء إيبوكسي وفقاً لمادة 20.6.2. لا تعتبر المواد المستخدمة لحماية التسليح سابق الجهد ضد التآكل في كابلات الشد غير المرتبطة من

CODE

الكود

26.6.2 Placement

26.6.2 التنسيب

26.6.2.1 Design information:

(a) Tolerances on location of reinforcement taking into consideration tolerances on d and specified concrete cover in accordance with Table 26.6.2.1(a)

26.6.2.1 معلومات التصميم:

(أ) التفاوتات في موقع التسليح مع الأخذ في الاعتبار التفاوتات على d والغطاء الملموس المحدد وفقاً للجدول 26.6.2.1(a)

Table 26.6.2.1(a)—Tolerances on d and specified cover
الجدول 26-6-2 1 (أ) - التفاوتات على d والغطاء المحدد

d , mm	Tolerance on d , mm	Tolerance on specified concrete cover, mm ^[1]	
≤ 200	± 10	Smaller of:	-10
			$-(1/3) \cdot \text{specified cover}$
> 200	± 13	Smaller of:	-13
			$-(1/3) \cdot \text{specified cover}$

[1] Tolerance for cover to formed soffits is -6 mm.

[1] التسامح للغطاء إلى المشكلة هو -6 ملم.

(b) Tolerance for longitudinal location of bends and ends of reinforcement in accordance with Table 26.6.2.1(b). The tolerance for specified concrete cover in Table 26.6.2.1(a) shall also apply at discontinuous ends of members.

(ب) التسامح مع الموقع الطولي من الانحناءات وأطراف التسليح وفقاً للجدول 26.6.2.1 (ب). ينطبق التسامح على الغطاء الخرساني المحدد في الجدول 26-6-2 1-2 (أ) أيضاً في نهايات الأعضاء المتقطعة.

Table 26.6.2.1(b)—Tolerances for longitudinal location of bends and ends of reinforcement

جدول 26-6-2 1 (ب) - تفاوتات الموقع الطولي للانحناءات وأطراف التسليح

Location of bends or reinforcement ends	Tolerances, mm
Discontinuous ends of brackets and corbels	± 13
Discontinuous ends of other members	± 25
Other locations	± 50

COMMENTARY

التعليق

R26.6.2 Placement

R26.6.2 التنسيب

R26.6.2.1 Generally accepted practice, as reflected in **ACI 117**, has established tolerances on total depth (formwork or finish) and fabrication of closed ties, stirrups, spirals, and truss bent reinforcing bars. The licensed design professional should specify more restrictive tolerances than those permitted by the Code when necessary to minimize the accumulation of tolerances resulting in excessive reduction in effective depth or cover. More restrictive tolerances have been placed on minimum clear distance to formed soffits because of their importance for durability and fire protection and because reinforcement is usually supported in such a manner that the specified tolerance is practical. More restrictive tolerances than those required by the Code may be desirable for prestressed concrete. In such cases, the construction documents should specify the necessary tolerances. Recommendations are provided in **ACI ITG-7**. The Code permits a reinforcement placement tolerance on effective depth d that is directly related to the flexural and shear strength of the member. Because reinforcement is placed with respect to edges of members and formwork surfaces, d is not always conveniently measured in the field. This provision is included in the design information section because tolerances on d should be considered in member design. Placement tolerances for cover are also provided. Tolerances for placement of reinforcement should be specified in accordance with **ACI 117** unless stricter tolerances are required.

R26.6.2.1 إن الممارسة المقبولة بشكل عام ، كما هو موضح في المواصفة **ACI 117** ، قد حددت التفاوتات في العمق الكلي (صب الخرسانة أو الإنهاء) وتصنيع الروابط المغلقة ، الكانة ، الحلزونات ، وقضبان التسليح المنحنية. يجب أن يحدد أخصائي التصميم المرخص قدرًا أكبر من التسامح من تلك المسموح بها بموجب القانون عند الضرورة للحد من تراكم التفاوتات مما يؤدي إلى انخفاض مفرط في العمق أو الغطاء الفعال. تم وضع قدر أكبر من التفاوتات المقيدة على الحد الأدنى للمسافة الواضحة للتشكيلات بسبب أهميتها بالنسبة للمتانة والحماية من الحريق ولأن التسليح يكون مدعومًا عادة بطريقة تجعل التسامح المحدد عمليًا. قد تكون التسامح أكثر تقييدًا من تلك التي تتطلبها الكود مرغوبة للخرسانة السابقة الإجهاد. في مثل هذه الحالات، يجب أن تحدد وثائق الإنشاء التفاوتات اللازمة. يتم تقديم التوصيات في **ACI ITG-7**. تسمح هذه الكود بتسامح وضع التسليح على عمق فعال d يرتبط مباشرة بقوة الشد والقص للعضو. نظرًا لأن التسليح يوضع فيما يتعلق بحواف الأعضاء والأسطح، لا يتم دائمًا قياس d بشكل ملائم في الحقل. يتم تضمين هذا الحكم في قسم معلومات التصميم لأن التفاوتات في d يجب أن تؤخذ بعين الاعتبار في تصميم الأعضاء. التسامح وضع للغطاء وتقدم أيضًا. يجب تحديد تفاوتات وضع التسليح وفقاً لـ **ACI 117** ما لم تكن هناك حاجة إلى تحمل أكثر صرامة.

CODE

الكود

26.6.2.2 Compliance requirements:

26.6.2.2 متطلبات الامتثال:

(a) Reinforcement, including bundled bars, shall be placed within required tolerances and supported to prevent displacement beyond required tolerances during concrete placement.

(إ) يجب وضع التسليح، بما في ذلك القضبان المجمعة، ضمن التفاوتات المطلوبة ودعمها لمنع النزوح إلى ما هو أبعد من التحمل المطلوب أثناء وضع الخرسانة.

(b) Spiral units shall be continuous bar or wire placed with even spacing and without distortion beyond the tolerances for the specified dimensions.

(ب) يجب أن تكون الوحدات الحلزونية عبارة عن قضيب أو سلك متواصل يوضع مع مسافات متساوية وبدون تشوه يتجاوز التفاوتات للأبعاد المحددة.

(c) Splices of reinforcement shall be made only as permitted in the construction documents, or as authorized by the licensed design professional.

(ج) يتم إجراء تقسيمات التسليح فقط كما هو مسموح به في وثائق البناء، أو كما هو مرخص من قبل أخصائي التصميم المرخص.

(d) For longitudinal column bars forming an end bearing splice, the bearing of square cut ends shall be held in concentric contact.

(د) بالنسبة للقضبان العمودية الطولية التي تشكل فواصل محمل نهائي، يجب حمل محامل النهايات المربعة على تماس متحدة المركز.

(e) Bar ends shall terminate in flat surfaces within 1.5 degrees of a right angle to the axis of the bars and shall be fitted within 3 degrees of full bearing after assembly.

(هـ) تنتهي الأطراف للقضيب في الأسطح المسطحة في حدود 1.5 درجة من الزاوية اليمنى إلى محور القضبان، ويجب تركيبها في 3 درجات من تحمل كامل بعد

COMMENTARY

التعليق

R26.6.2.2(a) Reinforcement, including bundled bars, should be adequately supported in the forms to prevent displacement by concrete placement or workers. Bundled bars should be tied or otherwise fastened together to maintain their position, whether vertical or horizontal. Beam stirrups should be supported on the bottom form of the beam by supports such as continuous longitudinal beam bolsters. If only the longitudinal beam bottom reinforcement is supported, construction traffic can dislodge the stirrups as well as any top beam reinforcement tied to the stirrups.

R26.6.2.2(إ) ينبغي دعم التسليح، بما في ذلك القضبان المجمعة، بشكل ملائم في التشبيبة لمنع التشريد بواسطة عمال أو بوضع الخرسانة. يجب ربط القضبان المجمعة أو تركيبها بطريقة أخرى للحفاظ على موقعها، سواء أكان عمودياً أو أفقياً. وينبغي دعم ركائز السيقان على الشكل السفلي من الكمرية بواسطة دعائم مثل مساند كمرية الطولية المستمرة. إذا تم دعم تسليح قاع الكمرية الطولية فقط، يمكن لحركة البناء أن تحرك الكانات وكذلك أي تقوية للكمرية العلوية مرتبطة بالكانات.

R26.6.2.2(b) Spirals should be held firmly in place, at proper pitch and alignment, to prevent displacement during concrete placement. The Code has traditionally required spacers to hold the fabricated spiral cage in place, but alternate methods of installation are also permitted. If spacers are used, the following may be used for guidance: for spiral bar or wire smaller than 16 mm diameter, a minimum of two spacers should be used for spirals less than 500 mm in diameter, three spacers for spirals 500 to 750 mm in diameter, and four spacers for spirals greater than 750 mm in diameter. For spiral bar or wire 16 mm diameter or larger, a minimum of three spacers should be used for spirals 600 mm or less in diameter, and four spacers for spirals greater than 600 mm in diameter.

R26.6.2.2(ب) ينبغي تثبيت حلزونات لولبية ثابتة في مكانها الصحيح، عند الميل الصحيح والمحاذاة، لمنع النزوح أثناء وضع الخرسانة. تطلب الكودات تقليدياً من الفواصل الاحتفاظ بفصوص حلزونية ملفق في مكانه، ولكن يسمح أيضاً بطرق بديلة للتركيب. إذا تم استخدام الفواصل، فيمكن استخدام ما يلي للتوجيه: للقضيب الحلزوني أو السلك الأصغر من 16 ملم، يجب استخدام فاصلين على الأقل لولب أقل من 500 ملم، وثلاث فواصل لولبية من 500 إلى 750 ملم قطر، وأربعة الفواصل لولاب اللولب أكبر من 750 ملم في القطر. بالنسبة للقضيب اللولبي أو السلك بقطر 16 ملم أو أكبر، يجب استخدام ثلاثة فواصل على الأقل للقطرات بقطر 600 مم أو أقل، وأربعة فواصل لولبية يزيد قطرها عن 600 ملم.

R26.6.2.2(d) Experience with end-bearing splices has been almost exclusively with vertical bars in columns. If bars are significantly inclined from the vertical, attention is required to ensure that adequate end-bearing contact can be achieved and maintained.

R26.6.2.2(د) كانت التجربة مع التوصيلات الحاملة نهائياً حصراً مع قضبان عمودية في الأعمدة. إذا كانت الأعمدة مائلة بشكل كبير من الوضع الرأسي، فيجب الانتباه إلى أنه يمكن تحقيق الاتصال الكافي بالحامل النهائي والمحافظة عليه.

R26.6.2.2(e) These tolerances represent practice based on tests of full-size members containing No. 57 bars.

R26.6.2.2(هـ) تمثل هذه التفاوتات ممارسة تستند إلى اختبارات لأعضاء بالحجم الكامل تحتوي على قضبان 57.

CODE الكود

26.6.3 Bending

26.6.3 الشبي

26.6.3.1 Compliance requirements:

(a) Reinforcement shall be bent cold prior to placement, unless otherwise permitted by the licensed design professional.

26.6.3.1 متطلبات الامتثال:

(أ) يجب أن يكون التسليح باردًا قبل وضعه ، ما لم يُسمح بخلاف ذلك من قبل أخصائي التصميم المرخص.

(b) Field bending of reinforcement partially embedded in concrete shall not be permitted, except as shown in the construction documents or permitted by the licensed design professional.

(ب) لا يسمح بالشبي الميداني للتسليح المغروز جزئيا في الخرسانة ، باستثناء ما هو مبين في وثائق البناء أو المسموح به من قبل فني التصميم المرخص.

(c) Offset bars shall be bent before placement in the forms.

(ج) تنحني قضبان Offset قبل وضعها في القوالب.

COMMENTARY التعليق

R26.6.3 Bending

R26.6.3 الشبي

R26.6.3.1(b) Construction conditions may make it necessary to bend bars that have been embedded in concrete. Such field bending should not be done without authorization of the licensed design professional. Construction documents should specify whether the bars will be permitted to be bent cold or if heating should be used. Bends should be gradual and should be straightened as required. Tests (Black 1973; Stecich et al. 1984) have shown that **ASTM A615M** Grade 280 and Grade 420 reinforcing bars can be cold bent and straightened up to 90 degrees at or near the minimum diameter specified in 25.3. If cracking or breakage is encountered, heating to a maximum temperature of 820°C may avoid this condition for the remainder of the bars. Bars that fracture during bending or straightening can be spliced outside the bend region. Heating should be performed in a manner that will avoid damage to the concrete. If the bend area is within approximately 150 mm. of the concrete, some protective insulation may need to be applied. Heating of the bar should be controlled by temperature-indicating crayons or other suitable means. The heated bars should not be artificially cooled (with water or forced air) until after cooling to at least 320°C.

R26.6.3.1(b) قد تجعل ظروف البناء من الضروري تثبيت القضبان المدمجة في الخرسانة. لا ينبغي أن يتم هذا الانحناء المجال دون إذن من المهنة التصميم المرخصة. يجب أن تحدد وثائق البناء ما إذا كان سيتم السماح للقضبان أن تكون عازمة البرد أو إذا ينبغي أن تستخدم التدفئة. يجب أن تكون الانحناءات تدريجية ويجب تقويمها حسب الحاجة. أثبتت الاختبارات (Black 1973) ؛ (Stecich et al. 1984) أن قضبان التسوية **ASTM A615M** من الدرجة 280 و الدرجة 420 يمكن تثبيتها على البارد وتصفيتها حتى 90 درجة عند أو بالقرب من الحد الأدنى للقطر المحدد في 25.3. في حالة مواجهة التشقق أو الكسر، قد يؤدي التسخين إلى درجة حرارة قصوى تبلغ 820 درجة مئوية إلى تجنب هذا الشرط لبقيّة القضبان. يمكن تقطيع الكانات التي تتكسر أثناء الشبي أو الاستقامة خارج منطقة الانحناء. يجب أن يتم التسخين بطريقة تتجنب إتلاف الخرسانة. إذا كانت منطقة الانحناء في حدود 150 ملم تقريباً. من الخرسانة، قد تحتاج إلى تطبيق بعض العزل الوقائي. يجب التحكم في تسخين القضيب بواسطة أقلام التلوين الحرارية أو أي وسيلة مناسبة أخرى. لا ينبغي تبريد الأعمدة المدفئة بشكل مصطنع (مع الماء أو الهواء) حتى بعد التبريد إلى 320 درجة مئوية على الأقل.

CODE

الكود

26.6.4 Welding

26.6.4 اللحام

26.6.4.1 Compliance requirements: (a) Welding of all nonprestressed bars shall conform to the requirements of **AWS D1.4**. ASTM specifications for bar reinforcement, except for **ASTM A706M**, shall be supplemented to require a mill test report of material properties that demonstrate conformance to the requirements in AWS D1.4.

26.6.4.1 متطلبات الامتثال:

(أ) يجب أن يكون اللحام بجميع القضبان غير المربعة مطابقاً لمتطلبات **AWS D1.4**. يجب استكمال مواصفات **ASTM** لتسليح القضيب، باستثناء **ASTM A706M**، لطلب تقرير اختبار الطحن عن خصائص المواد التي تثبت المطابقة للمتطلبات في **AWS D1.4**.

COMMENTARY

التعليق

R26.6.4 Welding—If welding of reinforcing bars is required, the weldability of the steel and compatible welding procedures need to be considered. The provisions in **AWS D1.4** cover aspects of welding reinforcing bars, including criteria to qualify welding procedures. Weldability of the steel is based on its carbon equivalent (CE), calculated from the chemical composition of the steel. AWS D1.4 establishes preheat and interpass temperatures for a range of carbon equivalents and reinforcing bar sizes. AWS D1.4 has two expressions for calculating CE. The expression considering only the elements carbon and manganese is to be used for bars other than **ASTM A706M**. A more comprehensive CE expression is given for ASTM A706M bars, which is identical to the CE formula presented in ASTM A706M. ASTM A706M covers low-alloy steel reinforcing bars intended for applications that require controlled tensile properties, welding, or both. Weldability is accomplished in ASTM A706M by requiring the CE not to exceed 0.55 percent and controlling the chemical composition. The manufacturer is required by ASTM A706M to report the chemical analysis and carbon equivalent (**Gustafson and Felder 1991**). When welding reinforcing bars other than ASTM A706M, the construction documents should specifically require that the mill test report include chemical analysis results to permit calculation of the carbon equivalent. It is often necessary to weld to existing reinforcing bars in a structure when no mill test report of the existing reinforcement is available. This condition is particularly common in alterations or building expansions. AWS D1.4 states for such bars that a chemical analysis may be performed on representative bars. If the chemical composition is not known or obtained, AWS D1.4 requires a minimum preheat. For bars other than ASTM A706M, the minimum preheat required is 150°C for No. 19 bars or smaller, and 260°C for No. 22 bars or larger. The required preheat for all sizes of ASTM A706M bars is to be the temperature given in the Welding Code's table for minimum preheat corresponding to the range of CE "over 0.45 percent to 0.55 percent." Welding of the particular bars should be performed in accordance with AWS D1.4. It should also be determined if additional precautions are necessary, based on other considerations such as stress level in the bars, consequences of failure, and heat damage to existing concrete due to welding operations. AWS D1.4 requires the contractor to prepare welding procedure specifications (WPSs) conforming to the requirements of the Welding Code. Appendix A in AWS D1.4 contains a suggested form that shows the information required for a WPS. Welding of wire to wire, and of wire or welded wire reinforcement to reinforcing bars or structural steel elements is not covered by **AWS D1.4**. If welding of this type is required on a project, the construction documents should specify requirements or performance criteria for this welding. If cold-drawn wires are to be welded, the welding procedures should address the potential loss of yield strength and ductility achieved by the cold-working process (during manufacture) when such wires are heated by welding. These potential concerns are not an issue for machine and resistance welding as used in the manufacture of welded plain and deformed wire reinforcement covered by **ASTM A1064M**.

CODE

الكود

(b) Welding of crossing bars shall not be used for assembly of reinforcement unless permitted by the licensed design professional.

(ب) لا يستخدم لحام القضبان المتقاطعة لتجميع التسليح ما لم يكن مسموحاً بذلك من قبل أخصائي التصميم المرخص.

COMMENTARY

التعليق

R26.6.4 اللحام - إذا كان لحام قضبان التسليح مطلوباً ، فيجب النظر في قابلية اللحام للصلب وإجراءات اللحام المتوافقة. تغطي الأحكام الواردة في **AWS D1.4** جوانب قضبان اللحام، بما في ذلك معايير تأهيل إجراءات اللحام. تستند قابلية اللحام للصلب على ما يعادلها من الكربون (CE) ، محسوبة من التركيب الكيميائي للصلب. يحدد **AWS D1.4** درجات الحرارة مسبقة التسخين والحرارية فيما يتعلق بمجموعة من مكافئات الكربون وأشرطة المقوى **AWS D1.4**. يحتوي على تعبيرين لحساب CE. يتم استخدام التعبير الذي يعتبر فقط العناصر الكربونية والمنغنيز للأعمدة غير **ASTM A706M**. يتم إعطاء تعبير CE أكثر شمولية للقضبان **ASTM A706M** ، وهو مطابق لصيغة CE المقدمة في **ASTM A706M**. تغطي **ASTM A706M** قضبان التسليح الفولاذية ذات سبيكة منخفضة المعدن للتطبيقات التي تتطلب خصائص شد محكم أو لحام أو كلاهما. يتم إنجاز قابلية اللحام في **ASTM A706M** عن طريق اشتراط عدم تجاوز الـ **CE 0.55 %** والتحكم في التركيب الكيميائي. مطلوب الشركة المصنعة من قبل **ASTM A706M** للإبلاغ عن التحليل الكيميائي ومعدل الكربون (Gustafson) و (Felder 1991) عند لحام قضبان أخرى غير **ASTM A706M** ، يجب أن تتطلب وثائق الإنشاء على وجه التحديد أن يتضمن تقرير اختبار الطحن نتائج التحليل الكيميائي للسماح بحساب مكافئ الكربون. غالباً ما يكون من الضروري لحام قضبان التسليح الموجودة في هيكل عندما لا يوجد تقرير اختبار مطحنة من التسليح الحالي. هذا الشرط شائع بشكل خاص في التعديلات أو بناء التوسعات **AWS D1.4**. تنص على مثل هذه القضبان أنه يمكن إجراء تحليل كيميائي على قضبان تمثيلية. إذا لم يكن التركيب الكيميائي معروفاً أو تم الحصول عليه، فإن **AWS D1.4** يتطلب الحد الأدنى من التسخين المسبق. بالنسبة للقضبان الأخرى غير **ASTM A706M** ، يكون الحد الأدنى للتسخين المسبق المطلوب هو 150 درجة مئوية لعدد 19 قضيب أو أصغر ، و 260 درجة مئوية للأعمدة رقم 22 أو أكبر. إن التسخين المسبق المطلوب لجميع أحجام قضبان **ASTM A706M** هو أن تكون درجة الحرارة الواردة في جدول اللحام للحصول على الحد الأدنى من التسخين المطابق لنطاق الـ "CE أكثر من 0.45% إلى 0.55%". يجب أن يتم لحام قضبان معينة وفقاً **AWS D1.4** يجب أيضاً تحديد ما إذا كانت هناك احتياطات إضافية ضرورية، استناداً إلى اعتبارات أخرى مثل مستوى الإجهاد في القضبان، وعواقب الفشل، وتلف الحرارة للخرسانة الموجودة بسبب عمليات اللحام **AWS D1.4**. يتطلب من المقاول إعداد مواصفات إجراءات اللحام (WPSs) المطابقة لمتطلبات كود اللحام. يحتوي الملحق A في **AWS D1.4** على نموذج مقترح يوضح المعلومات المطلوبة لنظام WPS. لا يغطي **AWS D1.4** لحام الأسلاك إلى الأسلاك، أو الأسلاك الملحومة إلى قضبان التسليح أو العناصر الفولاذية الإنشائية. إذا كان اللحام من هذا النوع مطلوباً في المشروع، فيجب أن تحدد مستندات الإنشاء متطلبات أو معايير أداء هذا اللحام. إذا كانت الأسلاك المسحوبة على البارد يجب أن تكون ملحومة، فيجب أن تعالج إجراءات اللحام الخسارة المحتملة لقوة المحصول والليونة الناتجة عن عملية التبريد (أثناء التصنيع) عندما يتم تسخين هذه الأسلاك عن طريق اللحام. هذه المخاوف المحتملة ليست قضية لحام آلة ومقاومة كما هو مستخدم في تصنيع السلك الملحوم وتشكيل السلك المشوه الذي تغطيه **ASTM A1064M**.

R26.6.4.1(b) "Tack" welding (welding crossing bars) can seriously weaken a bar at the point welded by creating a metallurgical notch effect. This operation can be performed safely only when the material welded and welding operations are under continuous competent control, as in the manufacture of welded wire reinforcement.

(b) **R26.6.4.1** يمكن أن يؤدي اللحام "Tack" (قضبان عبور اللحام) إلى إضعاف خط القضيب عند نقطة اللحام عن طريق إحداث تأثير الشق المعدني. لا يمكن تنفيذ هذه العملية بأمان إلا عندما تكون عمليات اللحام والمواد الملحومة تحت سيطرة مؤهلة مستمرة، كما هو الحال في تصنيع تسليح الأسلاك الملحومة.

CODE

الكود

26.7—Anchoring to concrete

R26.7 تثبيت الخرسانة

26.7.1 Design information:

- (a) Requirements for assessment and qualification of anchors for the applicable conditions of use in accordance with 17.1.3.
- (b) Type, size, location requirements, effective embedment depth, and installation requirements for anchors.
- (c) Minimum edge distance of anchors in accordance with 17.7.
- (d) Inspection requirements in accordance with 26.13.
- (e) For post-installed anchors, parameters associated with the strength used for design, including anchor category, concrete strength, and aggregate type.
- (f) For adhesive anchors, parameters associated with the characteristic bond stress used for design in accordance with 17.4.5, including minimum age of concrete, concrete temperature range, moisture condition of concrete at time of installation, type of lightweight concrete if applicable, and requirements for hole drilling and preparation.
- (g) Qualification requirements for installers of anchors in accordance with 17.8.1.
- (h) Adhesive anchors installed in a horizontal or upwardly inclined orientation, if they support sustained tension loads.
- (i) Required certifications for installers of adhesive anchors that are installed in a horizontal or upwardly inclined orientation to support sustained tension loads in accordance with 17.8.2.2 and 17.8.2.3.
- (j) For adhesive anchors, proof loading where required in accordance with 17.8.2.1.
- (k) Corrosion protection for exposed anchors intended for attachment with future Work.

26.7.1 معلومات التصميم:

- (أ) متطلبات تقييم المؤهلات وتأهيلها لشروط الاستخدام السارية وفقاً لـ 17.1.3.
- (ب) النوع والحجم ومتطلبات الموقع وعمق الاندماج الفعال ومتطلبات التثبيت.
- (ج) الحد الأدنى لمسافة الحواف للمثبتات طبقاً لـ 17.7.
- (د) متطلبات الإشراف وفقاً للرقم 26.13.
- (هـ) بالنسبة للمثبتات في وقت لاحق ، المعلمات المرتبطة بالقوة المستخدمة للتصميم ، بما في ذلك فئة الربط ، وقوة الخرسانة ، والنوع الكلي.
- (و) بالنسبة للمثبتات اللاصقة ، المعلمات المرتبطة بضغط الرابطة المميزة المستخدمة للتصميم وفقاً لـ 17.4.5 ، بما في ذلك الحد الأدنى لسن الخرسانة ، مدى درجة حرارة الخرسانة ، حالة الرطوبة للخرسانة في وقت التركيب ، نوع الخرسانة إن أمكن ، ومتطلبات الحفر والتحضير.
- (ز) متطلبات التأهيل لمثبتي التثبيت وفقاً لـ 17.8.1.
- (ح) مثبتات لاصقة مثبتة في اتجاه أفقي أو مائل لأعلى ، إذا كانت تدعم أحمال الشد المستمرة.
- (1) الشهادات المطلوبة لمثبتي التثبيت اللاصقة في اتجاه أفقي أو صاعد لأعلى لدعم أحمال الشد المستمرة وفقاً لـ 17.8.2.2 و 17.8.2.3.
- (ي) بالنسبة للمثبتات اللاصقة ، يتم تحميل الأولي عند الضرورة وفقاً لما هو وارد في الفقرة 17.8.2.1.
- (ك) الحماية من التآكل للمرابط المكشوفة المعدة للربط مع العمل المستقبلي.

COMMENTARY

التعليق

R26.7—Anchoring to concrete

R26.7 تثبيت الخرسانة

R26.7.1 Minimum requirements for specification of anchors in the construction documents for conformance with the Code are listed. Other information may be applicable for specific cases. For adhesive anchors, application-dependent requirements for qualification of installers and inspection may apply.

R26.7.1 أدرجت متطلبات الحد الأدنى لمواصفات التثبيت في وثائق البناء للتوافق مع الكود. قد تكون المعلومات الأخرى قابلة للتطبيق في حالات محددة. بالنسبة للمثبتات اللاصقة، قد يتم تطبيق المتطلبات المعتمدة على التطبيقات لتأهيل التفقيش.

CODE

الكود

26.7.2 Compliance requirements:

26.7.2 متطلبات الامتثال:

(a) Post-installed anchors shall be installed in accordance with the manufacturer's instructions. Post-installed adhesive anchors shall be installed in accordance with the Manufacturer's Printed Installation Instructions (MPII)

(أ) يتم تثبيت المثبتة مسبقاً وفقاً لتعليمات الشركة الصانعة. يتم تثبيت مثبتات لاصقة مثبتة مسبقاً طبقاً لتعليمات التثبيت المطبوعة للشركة الصانعة (MPII)

26.8—Embedments

26.8.1 Design information:

- (a) Type, size, details, and location of embedments designed by the licensed design professional.
- (b) Reinforcement required to be placed perpendicular to pipe embedments.
- (c) Specified concrete cover for pipe embedments with their fittings.
- (d) Corrosion protection for exposed embedments intended to be connected with future Work.

26.8 - الغرز

26.8.1 معلومات التصميم:

(أ) نوع وحجم وتفاصيل وموقع عمليات الإضافة التي صممها محترف التصميم المرخص.

(ب) يجب أن تكون التسليح متعامدة مع مرابط الأنابيب.

(ج) غطاء خرساني محدد لمرفقات الأنابيب بتجهيزاتها. (د) الحماية من التآكل للمرابط المكشوفة التي يقصد منها أن تكون مرتبطة بالعمل المستقبلي.

26.8.2 Compliance requirements:

- (a) Type, size, details, and location of embedments not shown in the construction documents shall be submitted for review by the licensed design professional.
- (b) Aluminum embedments shall be coated or covered to prevent aluminum-concrete reaction and electrolytic action between aluminum and steel.
- (c) Pipes and fittings not shown in the construction documents shall be designed to resist effects of the material, pressure, and temperature to which they will be subjected.
- (d) No liquid, gas, or vapor, except water not exceeding 32°C or 0.35 Mpa pressure, shall be placed in the pipes until the concrete has attained its specified strength.
- (e) In solid slabs, piping, except for radiant heating or snow melting, shall be placed between top and bottom reinforcement.
- (f) Conduit and piping shall be fabricated and installed so that cutting, bending, or displacement of reinforcement from its specified location is not required.

COMMENTARY

التعليق

R26.7.2(a) The Manufacturer's Printed Installation Instructions (MPII) contain all relevant information for the proper installation of post-installed adhesive anchors. Other information may be applicable for specific cases. For adhesive anchors, application-dependent requirements for qualification of installers and inspection requirements may apply.

R26.7.2(a) تحتوي تعليمات التثبيت المطبوعة للشركة المصنعة (MPII) على جميع المعلومات ذات الصلة للتركيب الصحيح لمثبتات لاصقة بعد التثبيت. قد تكون المعلومات الأخرى قابلة للتطبيق في حالات محددة. بالنسبة للمثبتات اللاصقة، قد يتم تطبيق متطلبات تعتمد على التطبيق لتأهيل المشرفين ومتطلبات التفتيش.

CODE

الكود

26.8.2 متطلبات الامتثال:

- (أ) يجب تقديم نوع وحجم وتفاصيل وموقع الإرساليات غير الوارد في مستندات الإنشاء للمراجعة من قبل أخصائي التصميم المرخص.
- (ب) تغلف أو تغطي مواد الألمنيوم لمنع تفاعل الألمنيوم والخرسانة والتحرك الكهربائي بين الألمنيوم والصلب.
- (ج) يجب أن تكون المواسير وقطع التركيب غير المبينة في وثائق البناء مصممة لمقاومة تأثيرات المادة والضغط ودرجة الحرارة التي يتعرضون لها.
- (د) لا يوضع سائل أو غاز أو بخار، باستثناء الماء الذي لا يتجاوز 32 درجة مئوية أو 0.35 ميغاباسكال، في الأنابيب حتى تصل الخرسانة إلى قوتها المحددة.
- (هـ) في البلاطة صلبة، يتم وضع الأنابيب، ما عدا التسخين أو ذوبان الثلوج، بين التسليح العلوي والسفلي.
- (و) تصنع المواسير والأنابيب وتركيبها بحيث لا يتطلب قطع أو تقوس أو تشريد التسليح من موقعها المحدد.

26.9—Additional requirements for precast concrete

26.9 - متطلبات إضافية للخرسانة مسبقة الصب

26.9.1 Design information:

26.9.1 معلومات التصميم:

(a) Dimensional tolerances for precast members and interfacing members.

(أ) تحملات الأبعاد للأعضاء مسبقة الصب وأعضاء التفاعل.

(b) Details of lifting devices, embedments, and related reinforcement required to resist temporary loads from handling, storage, transportation, and erection, if designed by the licensed design professional.

(ب) تفاصيل أجهزة الرفع، والمرابط، التسليح ذات الصلة المطلوبة لمقاومة الأحمال المؤقتة من المناولة والتخزين والنقل والتركيب، إذا صممها فني التصميم المرخص

COMMENTARY

التعليق

R26.9—Additional requirements for precast concrete

R26.9 - متطلبات إضافية للخرسانة مسبقة الصب

R26.9.1(a) Design of precast members and connections is particularly sensitive to tolerances on the dimensions of individual members and on their location in the structure. To prevent misunderstanding, the tolerances used in design should be specified in the construction documents. Instead of specifying individual tolerances, the standard industry tolerances assumed in design may be specified. It is important to specify any deviations from standard industry tolerances. The tolerances required by 26.6.2 are considered to be a minimum acceptable standard for reinforcement in precast concrete. Industry-standard product and erection tolerances are provided in **ACI ITG-7-09**. Interfacing tolerances for precast concrete with cast-in-place concrete are provided in **ACI 117**.

R26.9.1(a) إن تصميم الأعضاء والوصلات الجاهزة هو حساس بشكل خاص للتفاوتات في أبعاد فرادى الأعضاء وعلى موقعهم في الهيكل. لمنع سوء الفهم، يجب تحديد التسامح المستخدمة في التصميم في وثائق البناء بدلاً من تحديد التفاوتات الفردية، يمكن تحديد التسامح في الصناعة القياسية المفترض في التصميم. من المهم تحديد أي انحراف عن التسامح القياسي في الصناعة. تعتبر التسامحات المطلوبة من 26.6.2 معياراً مقبولاً كحد أدنى للتسليح في الخرسانة مسبقة الصب. يتم توفير المنتجات القياسية وتحمل التآكل في **ACI ITG-7-09** يتم توفير التسامح بين الواجهات للخرسانة الجاهزة مع الخرسانة المصبوبة في الموقع في **ACI 117**.

R26.9.1(b) If the devices, embedments, or related reinforcement are not designed by the licensed design professional, these details should be provided in shop drawings in accordance with 26.9.2(c).

R26.9.1(b) في حالة عدم تصميم الأجهزة أو الغرز أو التسليح ذات الصلة من قبل أخصائي التصميم المرخص، يجب تقديم هذه التفاصيل في الرسومات التنفيذية وفقاً لما هو **26.9.2(c)**

CODE

الكود

26.9.2 Compliance requirements:

- (a) Members shall be marked to indicate location and orientation in the structure and date of manufacture.
- (b) Identification marks on members shall correspond to erection drawings.

26.9.2 متطلبات الامتثال:

- (أ) توضع علامة على الأعضاء للإشارة إلى الموقع والتوجه في هيكل وتاريخ الصنع.
- (ب) تكون علامات التعريف على الأعضاء مطابقة للرسومات.

(c) Design and details of lifting devices, embedments, and related reinforcement required to resist temporary loads from handling, storage, transportation, and erection shall be provided if not designed by the licensed design professional.

(ج) يجب توفير تصميم وتفاصيل أجهزة الرفع ، والمرابط ، وما يتصل بها من تقوية مطلوبة لمقاومة الأحمال المؤقتة من المناولة والتخزين والنقل والتركيب ، إذا لم يتم تصميمها من قبل فني التصميم المرخص.

(d) During erection, precast members and structures shall be supported and braced to ensure proper alignment, strength, and stability until permanent connections are completed.

(د) أثناء التركيب، يجب دعم الأعضاء والمنشآت مسبقاً الصب واستعدادها لضمان المواءمة المناسبة والقوة والاستقرار حتى يتم الانتهاء من التوصيلات الدائمة .

(e) If approved by the licensed design professional, items embedded while the concrete is in a plastic state shall satisfy (1) through (4):

- (1) Embedded items shall protrude from the precast concrete members or remain exposed for inspection.
- (2) Embedded items are not required to be hooked or tied to reinforcement within the concrete.
- (3) Embedded items shall be maintained in the correct position while the concrete remains plastic.
- (4) The concrete shall be consolidated around embedded items.

(هـ) إذا تمت الموافقة عليها من قبل أخصائي التصميم المرخص، فإن البنود المدمجة أثناء الخرسانة في حالة مرنة يجب أن تستوفي من (1) إلى (4):

(1) يجب أن تبرز العناصر المدمجة من الأعضاء الخرسانية الجاهزة أو تظل معرضة للتفتيش.

(2) لا يشترط أن تكون العناصر المدمجة أو مرتبطة بالتدعيم داخل الخرسانة.

(3) يجب الحفاظ على العناصر الغرز في الموضع الصحيح بينما تبقى الخرسانة مرنة.

(4) يجب توحيد الخرسانة حول العناصر المغروزة.

COMMENTARY

التعليق

R26.9.2(c) Refer to R26.9.1(b). At the option of the licensed design professional, specifications can require that shop drawings, calculations, or both be submitted for the items included in this provision when their design is delegated to the contractor.

R26.9.2(c) يرجى الرجوع إلى **R.9.9.1 (b)** عند اختيار فني التصميم المرخص، يمكن أن تتطلب المواصفات تقديم الرسومات التنفيذية أو الحسابات أو كليهما للبنود المدرجة في هذا البند عندما يتم تفويض تصميمها إلى المقاول.

R26.9.2(d) All temporary erection connections, bracing, and shoring as well as the sequencing of removal of these items should be shown in construction documents or erection drawings, depending on the assignment of responsibility for the means and methods of construction

R26.9.2(d) يجب أن تظهر جميع وصلات الربط المؤقتة والتركيب والدعامة بالإضافة إلى ترتيب إزالة هذه العناصر في وثائق الإنشاء أو الرسومات الإنشائية ، اعتماداً على التنازل عن المسؤولية عن وسائل وأساليب البناء.

R26.9.2(e) Many precast products are manufactured in such a way that it is difficult, if not impossible, to position reinforcement that protrudes from the concrete before the concrete is placed. Such items as ties for horizontal shear and inserts can be placed while the concrete is plastic, if proper precautions are taken. This provision is not applicable to reinforcement that is completely embedded, or to embedded items that will be hooked or tied to embedded reinforcement.

R26.9.2 (e) يتم تصنيع العديد من المنتجات الجاهزة بطريقة تجعل من الصعب ، إن لم يكن من المستحيل ، وضع التسليح الذي يبرز من الخرسانة قبل وضع الخرسانة . يمكن وضع عناصر مثل الروابط للقص الأفقي والإدراج في حين تكون الخرسانة مرنة، إذا تم اتخاذ الاحتياطات المناسبة. لا ينطبق هذا الحكم على التسليح الغرز تماماً أو على العناصر الغرز التي سيتم ربطها أو ربطها بالتسليح الغرز.

CODE

الكود

26.10—Additional requirements for prestressed concrete

26.10 - متطلبات إضافية للخرسانة مسبقة الإجهاد

26.10.1 Design information:

26.10.1 معلومات التصميم:

(a) Magnitude and location of prestressing forces.

(أ) حجم وموقع قوى الإجهاد المسبق.

(b) Stressing sequence of tendons.

(ب) التأكيد على تسلسل الاجهاد المرتبط.

(c) Type, size, details, and location of post-tensioning anchorages for systems selected by the licensed design professional.

(d) Tolerances for placement of tendons and posttensioning ducts in accordance with Table 26.6.2.1(a).

(ج) نوع وحجم وتفصيل وموقع التثبيت ما بعد الشد للأنظمة المختارة من قبل أخصائي التصميم المرخص.

(د) التفاوتات في وضع كابلات الشد ومواسير ما بعد الدفق وفقاً للجدول 26.6.2.1 (أ).

(e) Materials and details of corrosion protection for tendons, couplers, end fittings, post-tensioning anchorages, and anchorage regions.

(هـ) مواد وتفصيل الحماية من التآكل لكابلات الشد المرتبط والتجهيزات الطرفية وتثبيت ما بعد الشد ومناطق التثبيت.

(f) Requirements for ducts for bonded tendons.

(و) متطلبات التسليح القنوات لكابلات الشد المرتبطة.

COMMENTARY

التعليق

R26.10—Additional requirements for prestressed concrete

R26.10 - متطلبات إضافية للخرسانة مسبقة الإجهاد

R26.10.1(b) The sequence of anchorage device stressing can have a significant effect on general zone stresses. Therefore, it is important to consider not only the final stage of a stressing sequence with all tendons stressed, but also intermediate stages during construction. The most critical bursting forces caused by each of the sequentially posttensioned tendon combinations, as well as that of the entire group of tendons, should be taken into account.

R26.10.1(b) يمكن أن يكون لتسلسل تأكيد جهاز التثبيت تأثير كبير على ضغوط المنطقة العامة. لذلك، من المهم النظر ليس فقط في المرحلة النهائية من تسلسل الإجهاد مع جميع كابلات الشد المجردة، ولكن أيضاً المراحل المتوسطة أثناء البناء. يجب أن تؤخذ بعين الاعتبار قوى الانفجار الأكثر أهمية التي يسببها كل من تركيبات كابلات الشد بعد الضغط المتسلسل، وكذلك مجموعة كابلات الشد بأكملها.

R26.10.1(e) For recommendations regarding protection, refer to Sections 4.2 and 4.3 of ACI 423.3R, and Sections 3.4, 3.6, 5, 6, and 8.3 of ACI 423.7. Also refer to 20.6.1.4.2 for corrosion protection requirements. Corrosion protection can be achieved by a variety of methods. The corrosion protection provided should be suitable for the environment in which the tendons are located. Some conditions will require that the prestressed reinforcement be protected by concrete cover or by cement grout in metal or plastic duct; other conditions will permit the protection provided by coatings such as paint or grease. Corrosion protection methods should meet the fire protection requirements of the general building code unless the installation of external post-tensioning is to only improve serviceability.

R26.10.1(e) بالنسبة للتوصيات المتعلقة بالحماية، يرجى الرجوع إلى القسمين 4.2 و 4.3 من ACI 423.3R والأقسام 3.4 و 3.6 و 5 و 6 و 8.3 من ACI 423.7. راجع أيضاً 20.6.1.4.2 لمتطلبات حماية التآكل. يمكن تحقيق الحماية من التآكل من خلال مجموعة متنوعة من الطرق. يجب أن تكون الحماية ضد التآكل مناسبة للبيئة التي توجد فيها كابلات الشد. تتطلب بعض الشروط أن تكون التسليح السابق الإجهاد محمياً بغطاء خرساني أو بملاط أسمنتي في أنابيب معدنية أو مرنة؛ شروط أخرى سوف تسمح بالحماية التي توفرها الطلاء مثل الطلاء أو الشحوم. يجب أن تفي وسائل الحماية من التآكل بمتطلبات الحماية من الحريق في كود البناء العام ما لم يكن تركيب ما بعد الشد الخارجي فقط تحسين الخدمة.

R26.10.1(f) Guidance for specifying duct requirements for bonded tendons is provided in PTI M50.3 and PTI M55.1.

R26.10.1 (f) يتم توفير إرشادات لتحديد متطلبات مجاري الهواء لكابلات الشد المرتبط في PTI M50.3 و PTI M55.1.

CODE

الكود

(g) Requirements for grouting of bonded tendons, including maximum water-soluble chloride ion (Cl⁻) content requirements in 19.4.1.

(ز) متطلبات لحشو كابلات الشد المرتبط، بما في ذلك الحد الأقصى لمتطلبات محتوى كلوريد الأيونات القابلة للذوبان في الماء (Cl⁻) في 19.4.1.

26.10.2 Compliance requirements:

- (a) Type, size, details, and location of post-tensioning anchorage systems not shown in the construction documents shall be submitted to the licensed design professional for review.
- (b) Tendons and post-tensioning ducts shall be placed within required tolerances and supported to prevent displacement beyond required tolerances during concrete placement.
- (c) Couplers shall be placed in areas approved by the licensed design professional and enclosed in housings long enough to permit necessary movements.
- (d) Burning or welding operations in the vicinity of prestressing reinforcement shall be performed in such a manner that prestressing reinforcement is not subject to welding sparks, ground currents, or temperatures that degrade the properties of the reinforcement.

26.10.2 متطلبات الامتثال

- (أ) يجب تقديم نوع وحجم وتفاصيل وموقع أنظمة التثبيت للشد اللاحق في وثائق الإنشاء إلى فني التصميم المرخص لمراجعتها.
- (ب) توضع كابلات الشد ومواشير ما بعد الشد ضمن التفاوتات المطلوبة وتدعم لمنع التشرد إلى ما هو أبعد من التحمل المطلوب أثناء وضع الخرسانة.
- (ج) توضع المقرنات في المناطق التي يوافق عليها فني التصميم المرخص والمرفقة في المساكن لمدة تكفي للسماح بالتحركات الضرورية.
- (د) يجب إجراء عمليات الحرق أو اللحام في المنطقة القريبة من تقوية مسبقة الإجهاد بطريقة لا تخضع التسليح المسبق لشرارات اللحام أو الأرضية أو درجات الحرارة التي تؤدي إلى تدهور خصائص التسليح.

(e) Prestressing force and friction losses shall be verified by (1) and (2).

- (1) Measured elongation of prestressed reinforcement compared with elongation calculated using the modulus of elasticity determined from tests or as reported by the manufacturer.
- (2) Jacking force measured using calibrated equipment such as a hydraulic pressure gauge, load cell, or dynamometer.

(هـ) يتم التحقق من قوة الإجهاد وخسائر الاحتكاك بواسطة (1) و (2) .
(1) الاستطالة المقاسة للتسليح المسبق الإجهاد مقارنة بالاستطالة المحسوبة باستخدام معامل المرونة المحدد من الاختبارات أو حسب ما ذكره المصنع.
(2) يتم قياس قوة الرفع باستخدام معدات معايرة مثل مقياس الضغط الهيدروليكي ، أو خلية الحمل ، أو المقياس الديناميكي.

COMMENTARY

التعليق

R26.10.1(g) Guidance for specifying grouting requirements for bonded tendons is provided in PTI M55.1.

R26.10.1(g) يتم توفير إرشادات لتحديد متطلبات الحشو لكابلات الشد المرتبط في PTI M55.1.

R26.10.2(e) Elongation measurements for prestressing should be in accordance with the procedures outlined in the Manual for Quality Control for Plants and Production of Structural Precast Concrete Products (MNL 117), published by the Precast/Prestressed Concrete Institute.

R26.10.2(e) يجب أن تكون قياسات استطالة الإجهاد المسبق وفقاً للإجراءات المحددة في دليل مراقبة جودة الزينة وإنتاج منتجات الخرسانة مسبقة الصب الخرسانية (MNL 117) ، الذي نشره معهد الخرسانة سابقة الصب / مسبقة الإجهاد.

CODE

الكود

(f) The cause of any difference in force determination between (1) and (2) of 26.10.2(e) that exceeds 5 percent for pretensioned construction or 7 percent for post tensioned construction shall be ascertained and corrected, unless otherwise approved by the licensed design professional.

(و) يجب التأكد من صحة سبب أي اختلاف في تحديد القوة بين (1) و (2) من 26.10.2(e) يتجاوز 5 في المائة للبناء المسبق الشد أو 7 في المائة للبناء مسبق الشد ، ما لم يتم الاتفاق على خلاف ذلك تصميم محترف مرخص.

(g) Loss of prestress force due to unreplaced broken prestressed reinforcement shall not exceed 2 percent of the total prestress force in prestressed concrete members.

(ز) يجب ألا تتجاوز فقد قوة الإجهاد المسبقة بسبب تسليح عدم استبدال مسبقة الإجهاد 2 بالمائة من إجمالي قوة المسبق الإجهاد في أعضاء الخرسانة سابقة الإجهاد.

(h) If the transfer of force from the anchorages of the pretensioning bed to the concrete is accomplished by flame cutting prestressed reinforcement, the cutting locations and cutting sequence shall be selected to avoid undesired temporary stresses in pretensioned members. (i) Long lengths of exposed pretensioned strand shall be cut near the member to minimize shock to the concrete. (j) Prestressing reinforcement in post-tensioned construction shall not be stressed until the concrete compressive strength is at least 17 MPa for single-strand or bar tendons 28 MPa for multistrand tendons, or a higher strength, if required. An exception to these strength requirements is provided in 26.10.2(k).

(ح) إذا تم نقل القوة من مراسي سرير التثبيت إلى الخرسانة عن طريق تسليح مسبق الشد، يجب اختيار مواقع القطع وتسلسل القطع لتجنب الإجهادات المؤقتة غير المرغوبة في الأعضاء المزعومة.

(ط) يجب قطع أطوال طويلة من الكابل سابقة الشد المكشوفة بالقرب من العضو لتقليل صدمة الخرسانة.

(ي) لا يجب التأكيد على عملية تسليح مسبقة الشد في البناء حتى تصل مقاومة الانضغاط إلى 17 ميجاباسكال على الأقل للكابلات الأحادية أو شريط الكابلات، 28 ميجاباسكال للآوتار متعددة النقاط ، أو قوة أعلى ، إذا لزم الأمر . ويرد استثناء لهذه المتطلبات قوة في 26.10.2(k).

COMMENTARY

التعليق

R26.10.2(f) The 5 percent tolerance for pretensioned construction reflects experience with production of those members. Because prestressing reinforcement for pretensioned construction is usually stressed in air with minimal friction effects, a 5 percent tolerance is considered reasonable. For post tensioned construction, a slightly higher tolerance is permitted. Elongation measurements for posttensioned construction are affected by several factors that are less significant or that do not exist for pretensioned construction. The friction along prestressing reinforcement in post-tensioning applications may be affected to varying degrees by placing tolerances and small irregularities in tendon profile due to tendon and concrete placement. The friction coefficients between the prestressing reinforcement and the duct are also subject to variation.

R26.10.2(f) يعكس التسامح بنسبة 5 في المائة للبناء المسبق الشد تجربة إنتاج هؤلاء الأعضاء. نظرًا لأنه يتم التأكيد دائمًا على تسليح المسبق الإجهاد للبناء الشد المسبق في الهواء بأقل تأثير احتكاك، فإن التسامح بنسبة 5٪ يعتبر معقولًا. للبناء مسبق الشد، يسمح بالتسامح أعلى قليلًا. تتأثر قياسات استطالة البناء مسبق الشد بعدة عوامل أقل أهمية أو غير موجودة للبناء المسبق الشد. قد يتأثر الاحتكاك على طول تسليح المسبق الإجهاد في تطبيقات ما مسبق الشد بدرجات متفاوتة عن طريق وضع تحملات ومخالفات صغيرة في صورة الكابلات بسبب وضع الكابلات والخرسانة . معاملات الاحتكاك بين تسليح الإجهاد والقناة هي أيضا عرضة للتغيير.

R26.10.2(g) This provision applies to all prestressed concrete members. For cast-in-place post-tensioned slab systems, a member should be that portion considered as an element in the design, such as the joist and effective slab width in one-way joist systems, or the column strip or middle strip in two-way flat plate systems.

R26.10.2(g) ينطبق هذا الحكم على جميع أعضاء الخرسانة سابقة الإجهاد . بالنسبة لأنظمة البلاطة مسبق الشد في الموقع، يجب أن يكون العضو هو ذلك الجزء كعنصر في التصميم، مثل الاعصاب وعرض البلاطة الفعال في أنظمة الاعصاب أحادية الاتجاه ، أو كانت العمود أو كانت الأوساط في بلاطة ذات ثنائية الاتجاه اثنين للبلاطة مسطحة.

CODE

الكود

(k) Lower concrete compressive strength than required by 26.10.2(j) shall be permitted if (1) or (2) is satisfied:

(1) Oversized anchorage devices are used to compensate for a lower concrete compressive strength.

(2) Prestressing reinforcement is stressed to no more than 50 percent of the final prestressing force.

(ك) يُسمح بمقاومة انخفاض ضغط الخرسانة أقل من المطلوب في 26.10.2(j) إذا تم استيفاء (1) أو (2):

(1) يتم استخدام أجهزة التثبيت الضخمة للتعويض عن مقاومة ضغط أقل من الخرسانة.

(2) يتم التأكد على تسليح المسبق الإجهاد على ما لا يزيد عن 50 في المئة من قوة الإجهاد النهائي.

26.11—Formwork

26.11 - قوالب صب الخرسانة

26.11.1 Design of formwork

26.11.1 تصميم قوالب صب الخرسانة

COMMENTARY

التعليق

R26.10.2(k) To limit early shrinkage cracking, monostrand tendons are sometimes stressed at concrete strengths less than 17 MPa. In such cases, either oversized monostrand anchorages are used, or the strands are stressed in stages, often to levels one-third to one-half the final prestressing force.

R26.10.2(k) للحد من تشقق الانكماش المبكر ، يتم التأكد في بعض الأحيان على الكابلات الاحادية في نقاط مقاومة الخرسانة أقل من 17 ميجا باسكال في مثل هذه الحالات ، يتم استخدام مراس الاحادية المتضخم ، أو يتم التركيز على مراحل ، في كثير من الأحيان إلى مستويات الثلث إلى النصف من قوة الإجهاد المسبق النهائي.

R26.11—Formwork

R26.11 - قوالب صب الخرسانة

R26.11.1 Typically, the contractor is responsible for formwork design, and the Code provides the minimum formwork performance requirements necessary for public health and safety. Concrete formwork design, construction, and removal demands sound judgment and planning to achieve adequate safety. Detailed information on formwork for concrete is given in “Guide to Formwork for Concrete” (ACI 347). This guide is directed primarily to contractors for design, construction, materials for formwork, and forms for unusual structures, but it should aid the licensed design professional in preparing the construction documents. Formwork for Concrete, ACI SP-4, is a practical handbook for contractors, engineers, and architects. It follows the guidelines established in ACI 347 and includes information on planning, building, and using formwork. It also includes tables, diagrams, and formulas for formwork design loads. ACI 301 Section 2 provides reference specifications for formwork.

R26.11.1 عادة ، يكون المقاول مسؤولاً عن تصميم القوالب ، وتوفير الكود الحد الأدنى من متطلبات أداء القوالب اللازمة للصحة والسلامة العامة . يتطلب تصميم القوالب الخرسانية، والبناء، والإزالة الحكم السليم والتخطيط لتحقيق السلامة الكافية . معلومات تفصيلية عن القوالب للخرسانة مقدمة في "دليل لصب الخرسانة للخرسانة " (ACI 347). يتم توجيه هذا الدليل في المقام الأول إلى المتعاقدين للتصميم والبناء ومواد القوالب، وأشكال البنى غير الاعتيادية، ولكن يجب أن يساعد فني التصميم المرخص في إعداد وثائق الإنشاء . صب الخرسانة، ACI SP-4 ، هو دليل عملي للمقاولين والمهندسين والمهندسين المعماريين . وهو يتبع الإرشادات الواردة في ACI 347 ويتضمن معلومات حول التخطيط والبناء واستخدام قوالب الخرسانة . كما تتضمن أيضاً جداولاً ورسوماً بيانية وصيغاً لأحمال تصميم القوالب . يوفر ACI 301 Section 2 المواصفات المرجعية لعمل القوالب.

CODE

الكود

26.11.1.1 Design information:

- (a) Requirement for the contractor to design, fabricate, install, and remove formwork.
- (b) Location of composite members requiring shoring.
- (c) Requirements for removal of shoring of composite members.

26.11.1.1 معلومات التصميم:

- (أ) اشتراط أن يقوم المقاول بتصميم ، تصنيع ، تركيب ، وإزالة الشدة.
- (ب) موقع الأعضاء المركبين الذين يحتاجون إلى دعم.
- (ج) متطلبات إزالة دعائم الأعضاء المركبة.

26.11.1.2 Compliance requirements:

- (a) Design of formwork shall consider (1) through (5):
 - (1) Method of concrete placement.
 - (2) Rate of concrete placement.
 - (3) Construction loads, including vertical, horizontal, and impact.
 - (4) Avoidance of damage to previously constructed members.
 - (5) For post-tensioned members, allowance for movement of the member during application of the prestressing force without damage to the member.
- (b) Formwork fabrication and installation shall result in a final structure that conforms to shapes, lines, and dimensions of the members as required by the construction documents.
- (c) Formwork shall be sufficiently tight to inhibit leakage of paste or mortar.
- (d) Formwork shall be braced or tied together to maintain position and shape.

26.11.1.2 متطلبات الامتثال:

- (أ) يجب أن يراعى تصميم الشدة من (1) إلى (5):

(1) طريقة وضع الخرسانة.

(2) معدل التنسيب الخرسانة.

(3) أحمال البناء ، بما في ذلك الرأسي والأفقي والتأثير.

(4) تجنب الأضرار التي لحقت بالأعضاء السابق بناؤها.

(5) بالنسبة للأعضاء مسبقة الشد ، بدل لحركة العضو أثناء تطبيق قوة المسبق الإجهاد دون ضرر على العضو.

(ب) يجب أن ينتج عن تصنيع القوالب وتركيبها بنية نهائية تتوافق مع الأشكال والخطوط والأبعاد الخاصة بالأعضاء كما هو مطلوب في مستندات الإنشاء.

(ج) يجب أن يكون الصندوق محكمة بما يكفي لمنع تسرب العجينة أو السوائل.

(د) تصنع القوالب أو ترتبط معا للحفاظ على الوضع والشكل.

26.11.2 Removal of formwork

26.11.2 إزالة القوالب

26.11.2.1 Compliance requirements:

- (a) Before starting construction, the contractor shall develop a procedure and schedule for removal of formwork and installation of reshores, and shall calculate the loads transferred to the structure during this process.
- (b) Structural analysis and concrete strength requirements used in planning and implementing the formwork removal and reshore installation shall be furnished by the contractor to the licensed design professional and to the building official, when requested.

COMMENTARY

التعليق

R26.11.1.1 Section 24.2.5 covers the requirements pertaining to deflections of shored and unshored members.

R26.11.1.1 القسم 24.2.5 يغطي المتطلبات المتعلقة بتشوة الأعضاء المرخص وغير المرخص.

R26.11.2 Removal of formwork

R26.11.2 إزالة القوالب

R26.11.2.1 In determining the time for removal of formwork, consideration should be given to the construction loads, in-place strength of concrete, and possibility of deflections greater than acceptable to the licensed design professional (**ACI 347** and **ACI 347.2R**). Construction loads may be greater than the specified live loads. Even though a structure may have adequate strength to support the applied loads at early ages, deflections can cause serviceability problems. The removal of formwork for multistory construction should be a part of a planned procedure developed by the contractor that considers the temporary support of the entire structure as well as each individual member. Such a procedure should be planned before construction and should be based on a structural analysis taking into account at least (a) through (e):

CODE

الكود

(c) No construction loads shall be placed on, nor any formwork removed from, any part of the structure under construction except when that portion of the structure in combination with remaining formwork has sufficient strength to support safely its weight and loads placed thereon and without impairing serviceability.
(d) Sufficient strength shall be demonstrated by structural analysis considering anticipated loads, strength of formwork, and an estimate of in-place concrete strength.

26.11.2.1 متطلبات الامتثال:

(أ) قبل البدء في البناء، يجب على المقاول تثبيت إجراءات وجدول زمني لإزالة الشدات وتركيب resorses ، ويجب أن يحسب الأحمال المنقولة إلى هيكل خلال هذه العملية.

(ب) يجب على المقاول أن يقدم متطلبات التحليل الهيكلي وقوة الخرسانة المستخدمة في تخطيط وتنفيذ أعمال إزالة القوالب وإعادة تركيبها من قبل المقاول إلى فني التصميم المرخص له وإلى مسؤول البناء عند الطلب.

(ج) لا يتم وضع أي حمولات بناء على أي جزء من الهيكل تحت الإنشاء، أو أي جزء من الهيكل تحت الإنشاء، إلا إذا كان ذلك الجزء من الهيكل مدمجاً مع القوالب المتبقية لديه قوة كافية لدعم وزنه وأثقاله الموضوعة عليه وبدون الحاجة إلى ذلك. يضعف من الخدمة.

(د) يتم إثبات القوة الكافية عن طريق التحليل الإنشائي بالنظر إلى الأحمال المتوقعة، وقوة صب الخرسانة، وتقدير قوة الخرسانة في الموقع.

(e) The estimate of in-place concrete strength shall be based on tests of field-cured cylinders or on other procedures to evaluate concrete strength approved by the licensed design professional and, when requested, approved by the building official.

(هـ) يجب أن يستند تقدير المقاومة الخرسانية المصبوبة في الموقع إلى اختبارات الأسطوانات المعالجة ميدانياً أو على إجراءات أخرى لتقييم مقاومة الخرسانة المعتمدة من قبل أخصائي التصميم المرخص لها ، وعند الطلب ، يعتمد عليها مسؤول البناء.

(f) Formwork shall be removed in such a manner not to impair safety and serviceability of the structure.

(g) Concrete exposed by formwork removal shall have sufficient strength not to be damaged by the removal.

(h) Formwork supports for post-tensioned members shall not be removed until sufficient post-tensioning has been applied to enable post-tensioned members to support their dead load and anticipated construction loads.

(و) يجب إزالة الشدات بطريقة لا تؤدي إلى إضعاف سلامة وإمكانية عمل الهيكل.
(ز) تكون الخرسانة المعرضة من خلال إزالة القوالب ذات قوة كافية لا تتلف بسبب الإزالة.

(ح) لا تتم إزالة دعم الشدات للأعضاء مسبق الشد حتى يتم تطبيق الشد الكافي لتمكين الأعضاء مسبق الشد لدعم حمولتهم الميتة وأعباء البناء المتوقعة.

COMMENTARY

التعليق

(a) The structural system that exists at the various stages of construction, and the construction loads corresponding to those stages; (b) The in-place strength of the concrete at the various stages during construction; (c) The influence of deformations of the structure and shoring system on the distribution of dead loads and construction loads during the various stages of construction; (d) The strength and spacing of shores or shoring systems used, as well as the method of shoring, bracing, shore removal, and reshoring including the minimum time interval between the various operations; (e) Any other loading or condition that affects the safety or serviceability of the structure during construction. **ACI 347.2R** provides information for shoring and reshoring multistory buildings.

26.11.2.1 R26.11.2.1 عند تحديد وقت إزالة القوالب ، يجب مراعاة أحمال البناء ، وقوة الخرسانة في الموقع ، وإمكانية تشوه أكبر من مقبول من محترف التصميم المرخص **ACI 347.2R** . (أ) لا يمكن أن تكون أحمال الإنشاء أكبر من الأحمال الحية المحددة. على الرغم من أن البنية قد تكون ذات قوة كافية لدعم الأحمال المطبقة في الأعمار المبكرة، إلا أن التشوه يمكن أن تسبب مشاكل في الخدمة. يجب أن تكون إزالة القوالب للبناء متعدد الأجزاء جزءاً من إجراء تم التخطيط له من قبل المقاول الذي يعتبر الدعم المؤقت للبنية بأكملها بالإضافة إلى كل عضو فردي. يجب التخطيط لمثل هذا الإجراء قبل الإنشاء ويجب أن يستند إلى تحليل هيكلي يأخذ بعين الاعتبار من (أ) إلى (هـ) على الأقل

(أ) النظام الهيكلي الموجود في مختلف مراحل البناء، وأعباء البناء المقابلة لتلك المراحل؛ (ب) القوام الموضعي للخرسانة في المراحل المختلفة أثناء البناء؛

(ج) تأثير تشوهات الهيكل ونظام الدرز على توزيع الأحمال الميتة وأحمال البناء خلال مختلف مراحل البناء؛

(د) القوة والمباعدة بين الشواطئ أو أنظمة المسند المستخدمة، وكذلك طريقة المساند والدعامات، وإزالة التراكيب، وإعادة التشوير بما في ذلك الحد الأدنى من الفاصل الزمني بين العمليات المختلفة؛

(هـ) أي تحميل أو حالة أخرى تؤثر على سلامة أو صلاحية الهيكل أثناء البناء. يوفر **ACI 347.2R** معلومات عن دعم وإعادة بناء المباني متعددة الطوابق.

R26.11.2.1(e) Evaluation of concrete strength during construction may be demonstrated by field-cured test cylinders or other procedures approved by the licensed design professional and, when requested, approved by the building official, such as (a) though (d):

(a) Tests of cast-in-place cylinders in accordance with **ASTM C873**. This method is limited to use for slabs where the depth of concrete is between 125 to 300 mm.

(b) Penetration resistance in accordance with **ASTM C803**

(c) Pullout strength in accordance with **ASTM C900**

(d) Maturity index measurements and correlation in accordance with **ASTM C1074** Procedures (b), (c), and (d) require sufficient data for the materials used in the Work to demonstrate correlation of measurements on the structure with the compressive strength of molded cylinders or drilled cores. **ACI 228.1R** discusses the use of these methods to evaluate the in-place strength of concrete

26.11.2.1 (e) يمكن أن يثبت تقييم قوة الخرسانة أثناء البناء بواسطة أسطوانات الاختبار المملوءة بالماء أو غير ذلك من الإجراءات المعتمدة من قبل فني التصميم المرخص له، وعند الموافقة عليها، يوافق عليها مسؤول المبنى، مثل (أ) مع ذلك (د):
(أ) اختبارات أسطوانات الصب في الموقع طبقاً للمواصفة **ASTM C873** تقتصر هذه الطريقة على استخدام البلاطة حيث يتراوح عمق الخرسانة بين 125 إلى 300 ملم
(ب) مقاومة الاختراق وفقاً لـ **ASTM C803**

(ج) قوة السحب وفقاً لـ **ASTM C900**
(د) قياسات مؤشر الاستحقاق وارتباطه طبقاً لـ **ASTM C1074** تتطلب الإجراءات

(ب) و (c) و (d) بيانات كافية للمواد المستخدمة في العمل لإظهار العلاقة بين القياسات على الهيكل وقوة الضغط المقولبة أسطوانات أو حفر. الكور يناقش **ACI**

CODE

الكود

(i) No construction loads exceeding the combination of superimposed dead load plus live load including reduction shall be placed on any unshored portion of the structure under construction, unless analysis indicates adequate strength to support such additional loads and without impairing serviceability.

(i) لا يجوز تحميل أي أحمال بناء تتجاوز مجموعة الحمولة الميتة المحملة بالإضافة إلى الحمولة المباشرة بما في ذلك التخفيض على أي جزء غير مرخص من الهيكل قيد الإنشاء ، ما لم يدل التحليل على قوة كافية لدعم هذه الأحمال الإضافية ودون الإضرار بإمكانية الخدمة.

26.12—Concrete evaluation and acceptance

26.12 - تقييم وقبول الخرسانة

26.12.1 General

26.12.1 عام

26.12.1.1 Compliance requirements:

(a) A strength test shall be the average of the strengths of at least two 150 x 300 mm. cylinders or at least three 100 x 200 mm. cylinders made from the same sample of concrete and tested at 28 days or at test age designated for f_c' .

26.12.1.1 متطلبات الامتثال:

(أ) يجب أن يكون اختبار القوة هو متوسط نقاط القوة في أسطوانتين على الأقل 150 × 300 ملم أو على الأقل ثلاث أسطوانات 100 × 200 ملم مصنوعة من نفس عينة الخرسانة ويتم اختبارها في 28 يوماً أو في عمر الاختبار المحدد لـ f_c' .

COMMENTARY

التعليق

R26.11.2.1(i) The nominal live load specified on the drawings is frequently reduced for members supporting large floor areas, and the limit on construction loads needs to account for such reductions.

R26.11.2.1 (i) كثيراً ما يتم تخفيض الحمل الحي الاسمي المحدد في المخططات للأعضاء الذين يدعمون مساحات أرضية كبيرة ، ويجب أن يحدد الحد الأقصى لأحمال الإنشاءات هذه التخفيضات.

R26.12—Concrete evaluation and acceptance

26.12 - تقييم وقبول الخرسانة

R26.12.1 General

R26.12.1 عام

R26.12.1.1(a) Casting and testing more than the minimum number of specimens may be desirable in case it becomes necessary to discard an outlying individual cylinder strength in accordance with **ACI 214R**. If individual cylinder strengths are discarded in accordance with **ACI 214R**, a strength test is valid provided at least two individual 150 x 300 mm. cylinder strengths or at least three 100 x 200 mm. cylinder strengths are averaged. All individual cylinder strengths that are not discarded in accordance with **ACI 214R** are to be used to calculate the average strength. The size and number of specimens representing a strength test should be the same for each concrete mixture. The cylinder size should be agreed upon by the owner, licensed design professional, and testing agency before construction. Testing three instead of two 100 x 200 mm. cylinders preserves the confidence level of the average strength because 100 x 200 mm. cylinders tend to have approximately 20 percent higher within-test variability than 150 x 300 mm. cylinders (**Carino et al. 1994**).

R26.12.1.1(a) قد يكون من المرغوب أن يكون الصب والاختبار أكثر من الحد الأدنى لعدد العينات في حالة ما إذا كان من الضروري التخلص من قوة أسطوانة فردية نائية وفقاً لـ **ACI 214R**. إذا تم التخلص من نقاط قوة الأسطوانة الفردية وفقاً لـ **ACI 214R**، فإن اختبار القوة يكون صحيحاً بشرط أن يكون هناك على الأقل قوتان منفردتان 150 × 300 ملم في الأسطوانة أو على الأقل ثلاث نقاط قوة 100 × 200 ملم في الأسطوانة. يجب استخدام جميع نقاط قوة الأسطوانة الفردية التي لا يتم التخلص منها وفقاً لـ **ACI 214R** لحساب متوسط القوة. يجب أن يكون حجم وعدد العينات التي تمثل اختبار قوة هو نفسه لكل خليط من الخرسانة. يجب أن يتم الاتفاق على حجم الأسطوانة من قبل المالك وخبراء التصميم المرخصين ووكالة الاختبار قبل البناء. اختبار ثلاثة بدلا من أسطوانتين 100 × 200 ملم يحافظ على مستوى الثقة من متوسط القوة لأن الأسطوانات 100 × 200 ملم تميل إلى أن يكون لديها تقلب أعلى داخل الاختبار بنسبة 20 في المئة من 150 × 300 ملم في الأسطوانات (**Carino et al. 1994**).

CODE

الكود

(b) The testing agency performing acceptance testing shall comply with **ASTM C1077**.

(ب) يجب أن تتوافق وكالة الاختبار التي تجري اختبار القبول مع **ASTM C1077**.

(c) Qualified field-testing technicians shall perform tests on fresh concrete at the job site, prepare specimens for standard curing, prepare specimens for field curing, if required, and record the temperature of the fresh concrete when preparing specimens for strength tests.

(ج) يقوم فنيو الاختبارات الميدانية المؤهلين بإجراء اختبارات على الخرسانة الطرية في موقع العمل، وإعداد عينات للمعالجة القياسية، وإعداد العينات للتدوي الميداني، إذا لزم الأمر، وتسجيل درجة حرارة الخرسانة الطرية عند إعداد العينات لاختبارات القوة.

(d) Qualified laboratory technicians shall perform required laboratory tests.

(د) يقوم فنيو المختبرات المؤهلين بإجراء الاختبارات المعملية المطلوبة.

(e) All reports of acceptance tests shall be provided to the licensed design professional, contractor, concrete producer, and, if requested, to the owner and the building official.

(هـ) تقدم جميع تقارير اختبارات القبول إلى مهني التصميم المرخص والمتعهد والمنتج الخرسانة، وإذا طلب ذلك، إلى المالك وموظف البناء.

COMMENTARY

التعليق

R26.12.1.1(b) ASTM C1077 defines the duties, responsibilities, and minimum technical requirements of testing agency personnel and defines the technical requirements for equipment used in testing concrete and concrete aggregates. Agencies that test cylinders or cores to determine compliance with Code requirements should be accredited or inspected for conformance to the requirements of ASTM C1077 by a recognized evaluation authority.

R26.12.1.1(b) ASTM C1077 تحدد الواجبات والمسؤوليات والحد الأدنى من المتطلبات الفنية لموظفي وكالة الاختبار وتحدد المتطلبات الفنية للمعدات المستخدمة في اختبار الركام الخرساني. يجب أن تكون الوكالات التي تختبر الأسطوانات أو النوى لتحديد الامتثال لمتطلبات الكود معتمدة أو مُفحوصة للتوافق مع متطلبات **ASTM C1077** من قبل سلطة تقييم معترف بها.

R26.12.1.1(c) Technicians can establish qualifications by becoming certified through certification programs. Field technicians in charge of sampling concrete; testing for slump, density (unit weight), yield, air content, and temperature; and making and curing test specimens should be certified in accordance with the ACI Concrete Field Testing Technician—Grade 1 Certification Program, the requirements of ASTM C1077, or an equivalent program.

R26.12.1.1(c) يمكن للفنيين إنشاء مؤهلات من خلال الاعتماد من خلال برامج الشهادات. الفنيون الميدانيون المسؤولون عن أخذ عينات الخرسانة؛ اختبار للركود، الكثافة (وزن الوحدة)، الخضوع، محتوى الهواء، ودرجة الحرارة؛ يجب أن يتم اعتماد واختبار عينات الاختبار ومعالجتها وفقاً لفني اختبار **ACI** الخرساني الميداني - برنامج الشهادة للصف الأول أو متطلبات **ASTM C1077** أو برنامج مكافئ.

R26.12.1.1(d) Concrete testing laboratory personnel should be certified in accordance with the ACI Concrete Laboratory Testing Technician—Level 1 Certification Program, the ACI Concrete Strength Testing Technician Certification Program, the requirements of ASTM C1077, or an equivalent program.

R26.12.1.1(d) ينبغي أن يكون موظفو مختبر اختبار الخرسانة معتمدين وفقاً لفحص الاختبار **ACI** لمختبر الخرسانة - برنامج شهادة المستوى 1، برنامج شهادة فني اختبار **ACI** للخرسانة، متطلبات **ASTM C1077**، أو برنامج مكافئ.

R26.12.1.1(e) The Code requires testing reports to be distributed to the parties responsible for the design, construction, and approval of the Work. Such distribution of test reports should be indicated in contracts for inspection and testing services. Prompt distribution of testing reports allows for timely identification of either compliance or the need for corrective action. A complete record of testing allows the concrete producer to reliably establish appropriate mixture proportions for future work.

R26.12.1.1(e) يتطلب الكود توزيع تقارير الاختبار على الأطراف المسؤولة عن تصميم العمل وبناءه والموافقة عليه. وينبغي الإشارة إلى هذا التوزيع لتقارير الاختبار في عقود خدمات الفحص والاختبار. يسمح التوزيع الفوري لتقارير الاختبار بالتعرف في الوقت المناسب إما على الامتثال أو الحاجة إلى اتخاذ إجراءات تصحيحية. يتيح السجل الكامل للاختبار لمنتج الخرسانة أن يحدد بشكل مناسب نسب الخلطات المناسبة للعمل في المستقبل.

CODE

الكود

26.12.2 Frequency of testing

26.12.2 تكرار الاختبار

26.12.2.1 Compliance requirements:

(a) Samples for preparing strength test specimens of each concrete mixture placed each day shall be taken in accordance with (1) through (3):

- (1) At least once a day.
- (2) At least once for each 110 m³ of concrete.
- (3) At least once for each 460 m² of surface area for slabs or walls.

26.12.2.1 متطلبات الامتثال:

- (أ) يتم أخذ العينات الخاصة بإعداد عينات اختبار القوة لكل خليط أسمنتي يتم وضعه كل يوم وفقاً لـ (1) إلى (3):
- (1) على الأقل مرة واحدة في اليوم.
 - (2) مرة واحدة على الأقل لكل 110 m³ متر مكعب من الخرسانة.
 - (3) مرة واحدة على الأقل لكل 460 m² متر مربع من المساحة السطحية للبلاطات أو الجدران.

(b) On a given project, if total volume of concrete is such that frequency of testing would provide fewer than five strength tests for a given concrete mixture, strength test specimens shall be made from at least five randomly selected batches or from each batch if fewer than five batches are used.

(c) If the total quantity of a given concrete mixture is less than 38 m³, strength tests are not required if evidence of satisfactory strength is submitted to and approved by the building official.

(ب) في مشروع معين ، إذا كان الحجم الكلي للخرسانة بحيث أن تكرار الاختبار سيوفر أقل من خمس اختبارات لقوة لمزيج الخرسانة المعين ، فيجب إجراء عينات اختبار القوة من خمس دفعات على الأقل تم اختيارها عشوائياً أو من كل دفعة إذا يتم استخدام أقل من خمس دفعات .

(ج) إذا كانت الكمية الإجمالية لخليط أسمنتي معين أقل من 38 م³ ، فإن اختبارات القوة لا تكون مطلوبة إذا تم تقديم دليل على قوة مرضية إلى مسؤول المبنى ووافق عليها.

COMMENTARY

التعليق

R26.12.2 Frequency of testing

R26.12.2 تكرار الاختبار

R26.12.2.1(a) Samples for strength tests are to be taken on a strictly random basis if they are to measure properly the acceptability of the concrete. To be representative within the period of placement, the choice of sampling times, or the concrete batches to be sampled, is to be made on the basis of chance alone. Batches are not sampled on the basis of appearance, convenience, or other possibly biased criterion, because the statistical analyses will lose their validity. **ASTM D3665** describes procedures for random selection of the batches to be tested. Specimens for one strength test (as defined in 26.12.2.1(a)) are to be made from a single batch, and water is not to be added to the concrete after the sample is taken. In calculating surface area, only one side of the slab or wall is considered. Criterion (3) will require more frequent sampling than once for each 110 m³ placed if average wall or slab thickness is less than 240 mm.

R26.12.2.1(a) يجب أخذ عينات اختبارات القوة على أساس عشوائي بشكل صارم إذا أرادت قياس مدى مقبولية الخرسانة. لكي تكون ممثلة خلال فترة التنسيب، فإن اختيار أوقات العينات، أو مجموعات الخرسانة المراد أخذ عينات منها، يجب أن يتم على أساس المصادفة وحدها. لا يتم أخذ عينات الدفعات على أساس المظهر أو الملاءمة أو أي معيار آخر متحيز على الأرجح، لأن التحليلات الإحصائية ستفقد صلاحيتها. تصف **ASTM D3665** إجراءات الاختيار العشوائي للدفعات المراد اختبارها. يجب إجراء عينات لاختبار واحد للقوة كما تم تعريفها في 26.12.2.1 (a) من دفعة واحدة، ولا يجب إضافة الماء إلى الخرسانة بعد أخذ العينة. عند حساب مساحة السطح، يتم اعتبار جانب واحد فقط من البلاطة أو الجدار. يتطلب المعيار (3) أخذ عينات أكثر تكراراً من مرة واحدة لكل 110 م³ يتم وضعها إذا كان متوسط سماكة الجدار أو البلاطة أقل من 240 ملم .

CODE

الكود

26.12.3 Acceptance criteria for standard-cured specimens

26.12.3 معايير القبول للعينات القياسية الشفاء

26.12.3.1 Compliance requirements: (a) Specimens for acceptance tests shall be in accordance with (1) and (2): (1) Sampling of concrete for strength test specimens shall be in accordance with **ASTM C172**.

(2) Cylinders for strength tests shall be made and standard-cured in accordance with **ASTM C31** and tested in accordance with **ASTM C39**.

(b) Strength level of a concrete mixture shall be acceptable if (1) and (2) are satisfied:

(1) Every arithmetic average of any three consecutive strength tests equals or exceeds f_c' .

(2) No strength test falls below f_c' by more than 3.5 Mpa if f_c' is 35 Mpa or less; or by more than $0.10f_c'$ if f_c' exceeds 35 Mpa.

26.12.3.1 متطلبات الامتثال:

(أ) يجب أن تكون عينات اختبارات القبول وفقاً لكل من (1) و (2):

(1) يجب أن يكون أخذ عينات الخرسانة لعينات اختبار القوة طبقاً للمواصفة **ASTM C172**.

(2) يجب أن يتم اختبار أسطوانات اختبارات القوة والمعاجة القياسي طبقاً للمواصفة **ASTM C31** واختبارها طبقاً للمواصفة **ASTM C39**.

(ب) يجب أن يكون مستوى قوة خليط الخرسانة مقبولاً إذا تم استيفاء (1) و (2):

(1) كل متوسط حسابي لأي اختبارات قوة ثلاث متتالية يساوي أو يتجاوز f_c' .

(2) لا يوجد اختبار قوة أقل من f_c' بأكثر من 3.5 ميجاباسكال إذا كان

$f_c = 35$ ميجاباسكال أو أقل ؛ أو أكثر من $0.10 f_c'$ إذا تجاوزت f_c 35 ميجاباسكال.

(c) If either of the requirements of 26.12.3.1(b) are not satisfied, steps shall be taken to increase the average of subsequent strength results

(ج) إذا لم يتم استيفاء أي من متطلبات الفقرة 26.12.3.1(b) ، تتخذ خطوات لزيادة متوسط نتائج القوة التالية

(d) Requirements for investigating low strength-test results shall apply if the requirements of 26.12.3.1(b)(2) are not met

(د) تطبيق متطلبات التحقيق في نتائج اختبار القوة المنخفضة إذا لم يتم استيفاء متطلبات الفقرة 26.12.3.1 (b)(2)

COMMENTARY

التعليق

R26.12.3 Acceptance criteria for standard-cured specimens

R26.12.3 معايير القبول للعينات القياسية المعالج

R26.12.3.1 Evaluation and acceptance of the concrete can be judged immediately, as test results are received during the course of the Work. Strength tests failing to meet these criteria will occur occasionally, with a probability of approximately once in 100 tests (**ACI 214R**) even though concrete strength and uniformity are satisfactory. Allowance should be made for such statistically expected variations in deciding whether the strength level being produced is adequate. The strength acceptance criteria of 26.12.3.1(b) apply to test results from either 100 x 200 mm. or 150 x 300 mm. test cylinders permitted in 26.12.1.1(a). The average difference (**Carino et al. 1994**) between test results obtained by the two specimen sizes is not considered to be significant in design

R26.12.3.1 يمكن تقييم وقبول الخرسانة على الفور ، حيث يتم تلقي نتائج الاختبار أثناء سير العمل. ستحدث اختبارات القوة التي لا تتماشى مع هذه المعايير من حين لآخر ، مع احتمال حدوث مرة واحدة تقريباً في 100 اختبار (**ACI 214R**) على الرغم من أن قوة الخرسانة واتساقها مرضي. يجب أن يتم إعطاء بدل عن هذه الاختلافات المتوقعة من الناحية الإحصائية في تحديد ما إذا كان مستوى القوة الذي يتم إنتاجه مناسباً. تنطبق معايير القبول في 26.12.3.1 (b) على نتائج الاختبار من 100 × 200 ملم. أو 150 × 200 ملم. يسمح باستخدام أسطوانات الاختبار في 26.12.1.1 (a). لا يعتبر متوسط الفارق (**Carino et al. 1994**) بين نتائج الاختبار التي تم الحصول عليها بواسطة أحجام العينة نموذجاً مهماً في التصميم

R26.12.3.1(c) The steps taken to increase the average level of subsequent strength test results will depend on the particular circumstances but could include one or more of (a) through (g):

(a) Increase in cementitious materials content;

(b) Reduction in or better control of water content;

(c) Use of a water-reducing admixture to improve the dispersion of cementitious materials;

(d) Other changes in mixture proportions;

(e) Reduction in delivery time;

(f) Closer control of air content;

(g) Improvement in the quality of the testing, including strict compliance with **ASTM C172**, **ASTM C31**, and **ASTM C39**.

R26.12.3.1(c) تعتمد الخطوات المتخذة لزيادة المستوى المتوسط لنتائج اختبارات القوة اللاحقة على الظروف المعينة ولكن يمكن أن تشمل واحدة أو أكثر من (أ) إلى (ز):

(أ) زيادة محتوى المواد الأسمنتية ؛

(ب) الحد من أو تحسين التحكم في محتوى الماء ؛

(ج) استخدام خليط اختزال الماء لتحسين تشتت المواد الإسمنتية ؛

(د) تغييرات أخرى في نسب الخليط ؛

(هـ) انخفاض وقت التسليم ؛

(و) التحكم عن كثب في محتوى الهواء ؛

(ز) تحسين جودة الاختبار ، بما في ذلك الامتثال الصارم للمواصفة **ASTM C172** و **ASTM C31** و **ASTM C39**

CODE

الكود

26.12.4 Investigation of low strength-test results

26.12.4 التحقيق في نتائج اختبار قوة منخفضة

26.12.4.1 Compliance requirements:

26.12.4.1 متطلبات الامتثال:

COMMENTARY

التعليق

Such changes in operating procedures or small changes in cementitious materials content or water content should not require a formal resubmission of mixture proportions; however, changes in sources of cement, aggregates, or admixtures need to be accompanied by evidence that the average strength level will be improved.

يجب ألا تتطلب مثل هذه التغييرات في إجراءات التشغيل أو التغييرات الطفيفة في محتوى المواد الإسمنتية أو محتوى الماء إعادة تقديم رسمية لنسب الخليط؛ ومع ذلك ، يجب أن تترافق التغييرات في مصادر الأسمنت ، أو المجاميع ، أو الإضافات مع دليل على أن متوسط مستوى القوة سيتحسن.

R26.12.4 Investigation of low strength-test results

R26.12.4 التحقيق في نتائج اختبار قوة منخفضة

R26.12.4.1 Requirements are provided if strength tests have failed to meet the specified acceptance criteria, specifically 26.12.3.1(b)(2) or 26.5.3.2(e). These requirements are applicable only for evaluation of in place strength at the time of construction. Strength evaluation of existing structures is covered by **Chapter 27**. The building official should apply judgment as to the significance of low test results and whether they indicate need for concern. If further investigation is deemed necessary, such investigation may include in-place tests as described in **ACI 228.1R** or, in extreme cases, strength tests of cores taken from the structure. In-place tests of concrete, such as probe penetration (**ASTM C803**), rebound hammer (**ASTM C805**), or pullout test (**ASTM C900**), may be useful in determining whether a portion of the structure actually contains low-strength concrete. Unless these in-place tests have been correlated with standard strength test results for the concrete in the structure, they are of value primarily for comparisons within the same structure rather than as quantitative estimates of strength. For cores, if required, conservative acceptance criteria are provided that should ensure structural adequacy for virtually any type of construction (**Bloem 1965, 1968; Malhotra 1976, 1977**). Lower strength may be tolerated under many circumstances, but this is a matter of judgment on the part of the licensed design professional and building official. If the strengths of cores obtained in accordance with 26.12.4.1(c) fail to comply with 26.12.4.1(d), it may be practicable, particularly in the case of floor or roof systems, for the building official to require a strength evaluation as described in Chapter 27. Short of a strength evaluation, if time and conditions permit, an effort may be made to improve the strength of the concrete in place by supplemental wet curing. Effectiveness of supplemental curing should be verified by further strength evaluation using procedures previously discussed. The Code, as stated, concerns itself with achieving structural safety, and the requirements for investigation of low strength-test results (26.12.4) are aimed at that objective. It is not the function of the Code to assign responsibility for strength deficiencies.

CODE

الكود

(a) If any strength test of standard-cured cylinders falls below f_c' by more than the limit allowed for acceptance, or if tests of field-cured cylinders indicate deficiencies in protection and curing, steps shall be taken to ensure that structural adequacy of the structure is not jeopardized.

(أ) إذا كان أي اختبار قوة للأسطوانات القياسية العلاج أقل من f_c بأكثر من الحد المسموح به للقبول، أو إذا كانت اختبارات الاسطوانات المعالجة ميدانياً تشير إلى أوجه قصور في الحماية والمعالجة، يجب اتخاذ خطوات لضمان أن تكون كفاية الهيكلية غير خطره

(b) If the likelihood of low-strength concrete is confirmed and calculations indicate that structural adequacy is significantly reduced, tests of cores drilled from the area in question in accordance with **ASTM C42** shall be permitted. In such cases, three cores shall be taken for each strength test that falls below f_c' by more than the limit allowed for acceptance.

(ب) إذا تأكدت احتمالية وجود خرسانة منخفضة الصلابة وتشير الحسابات إلى أن الكفاية الهيكلية قد انخفضت بشكل كبير ، يجب السماح باختبارات النوى المحفورة من المنطقة المعنية وفقاً للمواصفة **ASTM C42** في مثل هذه الحالات ، يجب أن تؤخذ ثلاثة نوى لكل اختبار قوة يقل عن f_c' بأكثر من الحد المسموح به للقبول.

COMMENTARY

التعليق

R26.12.4.1 يتم توفير المتطلبات إذا فشلت اختبارات القوة في استيفاء معايير القبول المحددة ، وتحديدًا **26.12.3.1 (2) (b)** أو **26.5.3.2 (e)** تنطبق هذه المتطلبات فقط على تقييم قوة المكان في وقت الإنشاء. ويغطي الفصل 27 تقييم قوة الهياكل القائمة. وينبغي أن يطبق مسؤول البناء الحكم على أهمية نتائج الاختبار المنخفضة وما إذا كانت تشير إلى الحاجة للقلق. إذا كان من الضروري إجراء مزيد من التحريات، قد يشمل هذا الفحص إجراء اختبارات في الموقع كما هو موضح في المواصفة **ACI 228.1R** أو ، في الحالات القصوى ، اختبارات قوة النوى المأخوذة من الهيكل. قد تكون اختبارات الموقع الخرسانة، مثل اختراق المجس (**ASTM C803**) ، مطرقة الارتداد (**ASTM C805**) ، أو اختبار الانسحاب (**ASTM C900**) ، مفيدة في تحديد ما إذا كان جزء من الهيكل يحتوي فعليًا على خرسانة منخفضة القوة. ما لم تكن هذه الاختبارات في الموقع مرتبطة مع نتائج اختبار القوة القياسية للخرسانة في الهيكل، فهي ذات قيمة في المقام الأول للمقارنات داخل نفس البنية وليس كقياسات كمية للقوة. بالنسبة إلى النوى، إذا لزم الأمر، يتم توفير معايير قبول محافظة يجب أن تكفل كفاية هيكلية لأي نوع من الإنشاءات تقريبًا **Bloem 1965** ، **Malhotra 1976** ، **1977** . قد يتم التسامح مع انخفاض القوة في العديد من الظروف، ولكن هذه مسألة تتعلق بالحكم من جانب مسؤول التصميم والبناء الرسمي المرخص. إذا كانت نقاط القوة في النوى التي تم الحصول عليها وفقًا لـ **26.12.4.1 (c)** لا تتوافق مع الفقرة **26.12.4.1 (d)** ، فقد يكون ذلك ممكنًا عمليًا ، خاصة في حالة أنظمة الأرضية أو السقف ، لكي يحتاج مسؤول البناء إلى تقييم قوة كما هو موضح في الفصل 27. وبخلاف تقييم القوة، إذا سمح الوقت والظروف، يمكن بذل جهد لتحسين قوة الخرسانة في مكانها عن طريق المعالجة التكميلية الطرية. يجب التحقق من فعالية المعالجة التكميلية من خلال تقييم مزيد من القوة باستخدام الإجراءات التي نوقشت سابقًا. وكما هو مذكور، فإن هذه الكود تتعلق بتحقيق السلامة الهيكلية، وتستهدف متطلبات التحقيق في نتائج اختبار القوة المنخفضة (**26.12.4**) تحقيق هذا الهدف. ليست مهمة الكود هي تحديد المسؤولية عن أوجه القصور في القوة.

R26.12.4.1(a) If the strength of field-cured cylinders does not conform to **26.5.3.2(e)**, steps need to be taken to improve the curing. If supplemental in-place tests confirm a possible deficiency in strength of concrete in the structure, core tests may be required to evaluate structural adequacy.

R26.12.4.1(a) إذا كانت قوام الأسطوانات المعالجة لا تتوافق مع **26.5.3.2 (e)** ، يجب اتخاذ خطوات لتحسين المعالجة. إذا أكدت الاختبارات الإضافية في الموقع ما وجود نقص محتمل في قوة الخرسانة في الهيكل، قد تكون هناك حاجة إلى اختبارات أساسية لتقييم الكفاية الهيكلية.

CODE

الكود

(c) Cores shall be obtained, moisture-conditioned by storage in watertight bags or containers, transported to the testing agency, and tested in accordance with ASTM C42. Cores shall be tested between 48 hours and 7 days after coring unless otherwise approved by the licensed design professional. The specifier of tests referenced in ASTM C42 shall be the licensed design professional or the building official.

(ج) يتم الحصول على النوى ، وهي رطوبة بالتخزين في أكياس أو حاويات مانعة للماء ، يتم نقلها إلى وكالة الاختبار ، ويتم اختبارها وفقاً للمواصفة ASTM C42. يتم اختبار النوى ما بين 48 ساعة و 7 أيام بعد الفحص ما لم يوافق خبير التصميم المرخص على خلاف ذلك. يكون محدد الاختبارات المشار إليه في المواصفة ASTM C42 هو أخصائي التصميم المرخص له أو مسؤول البناء.

(d) Concrete in an area represented by core tests shall be considered structurally adequate if (1) and (2) are satisfied: (1) The average of three cores is equal to at least 85 percent of f_c' . (2) No single core is less than 75 percent of f_c' .

(د) يجب اعتبار الخرسانة في منطقة ممثلة باختبارات أساسية ملائمة من الناحية الهيكلية إذا تم استيفاء (1) و (2): (1) يكون متوسط ثلاث نوى مساوياً لـ 85٪ على الأقل من (2) f_c' لا يوجد نواة مفردة أقل من 75 بالمائة من f_c' .

COMMENTARY

التعليق

R26.12.4.1(c) The use of a water-cooled bit results in a core with a moisture gradient between the exterior surface and the interior. This gradient lowers the apparent compressive strength of the core (Bartlett and MacGregor 1994). The requirement of at least 48 hours between the time of coring and testing provides a minimum time for the moisture gradient to be reduced. The maximum time between coring and testing is intended to ensure timely testing of cores if strength of concrete is in question. Research (Bartlett and MacGregor 1994) has also shown that other moisture conditioning procedures, such as soaking or air drying, affect measured core strengths and result in conditions that are not representative of the in-place concrete. Therefore, to provide reproducible moisture conditions that are representative of in-place conditions, a standard moisture conditioning procedure that permits dissipation of moisture gradients is prescribed for cores. **ASTM C42** permits the specifier of tests to modify the default duration of moisture conditioning before testing.

R26.12.4.1(c) ينتج عن استخدام أجزاء المبردة بالماء قلب مع تدرج رطوبة بين السطح الخارجي والداخلي. يقلل هذا التدرج من قوة الانضغاط الظاهري للنواة (Bartlett and MacGregor 1994). توفر متطلبات ما لا يقل عن 48 ساعة بين وقت الفحص والاختبار وقتاً أقل لتخفيض تدرج الرطوبة. يقصد بالحد الأقصى للوقت بين الفحص والاختبار لضمان اختبار النوى في الوقت المناسب إذا كانت قوة الخرسانة محل شك. كما أظهرت الأبحاث (Bartlett and MacGregor 1994) أن إجراءات تكييف الرطوبة الأخرى ، مثل النقع أو تجفيف الهواء ، تؤثر على نقاط القوة المحسوبة وتؤدي إلى ظروف لا تمثل الخرسانة في الموقع. لذلك ، من أجل توفير ظروف الرطوبة القابلة للاستنساخ التي تمثل الظروف الموضعية ، يتم وصف الإجراءات القياسي لتكييف الرطوبة الذي يسمح بتبديد تدرجات الرطوبة. تسمح المواصفة ASTM C42 لمعيار الاختبارات بتعديل المدة الافتراضية لتكييف الرطوبة قبل الاختبار.

R26.12.4.1(d) An average core strength of 85 percent of the specified strength is realistic (Bloem 1968). It is not realistic, however, to expect the average core strength to be equal to f_c' , because of differences in the size of specimens, conditions of obtaining specimens, degree of consolidation, and curing conditions. The acceptance criteria for core strengths have been established with consideration that cores for investigating low strength test results will typically be extracted at an age later than specified for f_c' . For the purpose of satisfying 26.12.4.1(d), this Code does not intend that core strengths be adjusted for the age of the cores.

CODE

الكود

(e) Additional testing of cores extracted from locations represented by erratic core strength results shall be permitted. (f) If criteria for evaluating structural adequacy based on core strength results are not met, and if the structural adequacy remains in doubt, the responsible authority shall be permitted to order a strength evaluation in accordance with Chapter 27 for the questionable portion of the structure or take other appropriate action.

(هـ) يُسمح بإجراء اختبارات إضافية على النوى المستخرجة من مواقع ممثلة بنتائج شاذة للقوة الأساسية.

(و) إذا لم يتم استيفاء معايير تقييم الكفاية الهيكلية بناءً على نتائج القوة الأساسية، وإذا ظلت الشكوى الهيكلية موضع شك، فيُسمح للسلطة المسؤولة بتقييم قوة وفقاً للفصل 27 للجزء المشكوك فيه من الهيكل أو اتخاذ إجراء مناسب آخر.

26.12.5 Acceptance of steel fiber-reinforced concrete

26.12.5 قبول الخرسانة المسلحة من الألياف الحديدية

26.12.5.1 Compliance requirements:

(a) Steel fiber-reinforced concrete used for shear resistance shall satisfy (1) through (3):

(1) The compressive strength acceptance criteria for standard cured specimens

(2) The residual strength obtained from flexural testing in accordance with **ASTM C1609** at a midspan deflection of 1/300 of the span length is at least the greater of (i) and (ii):

(i) 90 percent of the measured first-peak strength obtained from a flexural test and

(ii) 90 percent of the strength corresponding to $0.62\sqrt{f'_c}$. (3) The residual strength obtained from flexural testing in accordance with **ASTM C1609** at a midspan deflection of 1/150 of the span length is at least the greater of (i) and (ii):

(i) 75 percent of the measured first-peak strength obtained from a flexural test and

(ii) 75 percent of the strength corresponding to $0.62\sqrt{f'_c}$.

26.12.5.1 متطلبات الامتثال:

(أ) يجب أن تلبى الخرسانة المسلحة المصنوعة من الألياف الفولاذية المستخدمة في مقاومة القص (1) إلى (3):

(1) معايير قبول مقاومة الانضغاط لعينات معيارية قياسية

(2) تكون القوة المتبقية التي تم الحصول عليها من اختبار الانثناء طبقاً لـ **ASTM C1609** عند انحراف متوسط قدره 300/1 من طول الامتداد على الأقل أكبر من (i) و:

(ii) 90 في المئة من قوة الذروة الأولى التي تم قياسها تم الحصول عليها من اختبار الانثناء و

(ii) 90 في المئة من القوة المقابلة لـ $0.62\sqrt{f'_c}$.

(3) تكون القوة المتبقية الناتجة من اختبار الانثناء طبقاً لـ **ASTM C1609** عند انحراف متوسط قدره 150/1 من طول الامتداد على الأقل أكبر من (i) و:

(i) 75 في المئة من قوة الذروة الأولى المقاسة التي تم الحصول عليها من اختبار الانثناء و

(ii) 75 في المئة من القوة المقابلة لـ $0.62\sqrt{f'_c}$.

COMMENTARY

التعليق

26.12.4.1 R26.12.4.1 (d) يعتبر متوسط القوة الأساسية البالغ 85 في المائة من القوة المحددة واقعياً (Bloem 1968) غير أنه من غير الواقعي توقع أن يكون متوسط القوة الأساسية مساوياً لـ f_c ، بسبب الاختلافات في حجم العينات وظروف الحصول على العينات ودرجة التوحيد وظروف المعالجة. تم تحديد معايير القبول لنقاط القوة الأساسية مع الأخذ بعين الاعتبار أن النوى الخاصة بالتحقيق في نتائج اختبار القوة المنخفضة عادة ما يتم استخراجها في عمر متأخر عن المحدد لـ f_c لغرض تلبية **26.12.4.1 (d)** ، لا تنوي هذا الكود تعديل نقاط القوة الأساسية بالنسبة لعمر النوى.

R26.12.5 Acceptance of steel fiber-reinforced concrete

26.12.5 قبول الخرسانة المسلحة من الألياف الحديدية

26.12.5.1 R26.12.5.1 The performance criteria for the **ASTM C1609M** tests are based on results from flexural tests (Chen et al. 1995) conducted on steel fiber-reinforced concretes with fiber types and contents similar to those used in the tests of beams that served as the basis for **9.6.3.1**. The term "residual strength" is defined in **ASTM C1609** and is related to the ability of cracked fiber-reinforced concrete to resist tension. The strength of $0.62\sqrt{f'_c}$ is consistent with the design modulus of rupture of the concrete provided by **Eq. (19.2.3.1)**.

26.12.5.1 R26.12.5.1 تستند معايير الأداء لاختبارات **ASTM C1609M** على نتائج اختبارات الانثناء (Chen et al. 1995) التي أجريت على خرسانة مسلحة بألياف حديدية مع أنواع ألياف ومحتويات مشابهة لتلك المستخدمة في اختبارات الكمرات المستخدمة الأساس لـ **9.6.3.1**. يتم تعريف المصطلح "القوة المتبقية" في **ASTM C1609** ويرتبط بقدرة الخرسانة المسلحة المقواة بالألياف على مقاومة الشد. تتوافق قوة $0.62\sqrt{f'_c}$ مع معامل تصميم تمزق الخرسانة المقدمة بواسطة المعادل **(19.2.3.1)**.

CODE

الكود

26.13—Inspection

26.13-التفتيش

26.13.1 General

26.13.1 عام

26.13.1.1 Concrete construction shall be inspected as required by the general building code.

26.13.1.1 يجب فحص البناء الخرساني كما هو مطلوب في كود البناء العام.

26.13.1.2 In the absence of general building code inspection requirements, concrete construction shall be inspected throughout the various Work stages by or under the supervision of a licensed design professional or by a qualified inspector in accordance with the provisions of this section.

26.13.1.2 في حالة عدم وجود متطلبات عامة لتفتيش كود البناء ، يجب فحص الإنشاءات الخرسانية خلال مراحل العمل المختلفة من قبل أو تحت إشراف فني تصميم مرخص أو من قبل مفتش مؤهل وفقاً لأحكام هذا القسم.

COMMENTARY

التعليق

R26.13—Inspection

R26.13-التفتيش

R26.13.1 General—The quality of concrete structures depends largely on workmanship in construction. The best materials and design practices will not be effective unless construction is performed well. Inspection is necessary to verify that construction is in accordance with construction documents. Proper performance of the structure depends on construction that accurately represents the design and meets Code requirements

R26.13.1 عام - تعتمد جودة الهياكل الخرسانية إلى حد كبير على طريقة التنفيذ في البناء. لن تكون أفضل المواد وممارسات التصميم فعالة ما لم يتم تنفيذ البناء بشكل جيد. التفتيش ضروري للتحقق من أن البناء يتم وفقاً لوثائق البناء. يعتمد الأداء السليم للهيكل على البناء الذي يمثل التصميم بدقة ويلبي متطلبات الكود

R26.13.1.2 The licensed design professional responsible for the design is in the best position to determine if construction is in conformance with construction documents. However, if the licensed design professional responsible for the design is not retained, inspection of construction through other licensed design professionals or through separate inspection organizations with demonstrated capability for performing the inspection may be used. Inspectors should establish their qualifications by becoming certified to inspect and record the results of concrete construction, including pre-placement, placement, and post-placement operations through the ACI Inspector Certification Program: Concrete Construction Special Inspector, or equivalent. When inspection is conducted independently of the licensed design professional responsible for the design, it is recommended that the licensed design professional responsible for the design oversee inspection and observe the Work to verify that the design requirements are properly executed. In some jurisdictions, legislation has established registration or licensing procedures for persons performing certain inspection functions. The general building code should be reviewed or the building official should be consulted to ascertain if any such requirements exist within a specific jurisdiction. Inspection reports should be distributed promptly to the owner, licensed design professional responsible for the design, contractor, appropriate subcontractors, appropriate suppliers, and the building official to allow timely identification of compliance or the need for corrective action. Inspection responsibility and the degree of inspection required should be set forth in the contracts between the owner, architect, engineer, contractor, and inspector. Adequate resources should be provided to properly perform and oversee the inspection.

CODE الكود

26.13.1.3 The licensed design professional, a person under the supervision of a licensed design professional, or a qualified inspector shall verify compliance with construction documents.

26.13.1.3 يجب على فني التصميم المرخص ، أو الشخص تحت إشراف خبير تصميم مرخص ، أو مفتش مؤهل أن يتحقق من الامتثال لوثائق التشييد.

COMMENTARY التعليق

R26.13.1.2 يكون فني التصميم المرخص المسؤول عن التصميم في أفضل وضع لتحديد ما إذا كان البناء يتوافق مع مستندات التشييد. ومع ذلك، إذا لم يتم الاحتفاظ بمهني التصميم المرخص المسؤول عن التصميم، فيمكن استخدام فحص البناء من خلال مهني التصميم المرخص الآخرين أو من خلال منظمات تفتيش منفصلة مع قدرة واضحة على إجراء التفتيش. ينبغي للمفتشين أن يحددوا مؤهلاتهم بأن يصحبوا معتمدين لفحص وتسجيل نتائج البناء الخرساني، بما في ذلك عمليات التسقيط المسبق والحالي والوظائف بعد التسقيط من خلال برنامج **ACI Inspector Certification**: المفتش الخاص بالبناء الخرساني، أو ما يعادله. عندما يتم إجراء الفحص بشكل مستقل عن فني التصميم المرخص المسؤول عن التصميم، يوصى بأن يقوم مسؤول التصميم المرخص المسؤول عن التصميم بمراقبة الفحص ومراقبة العمل للتحقق من تنفيذ متطلبات التصميم بشكل صحيح. في بعض الولايات القضائية، وضع التشريع إجراءات للتسجيل أو الترخيص للأشخاص الذين يؤدون مهام تفتيش معينة. يجب مراجعة قانون البناء العام أو الرجوع إلى مسؤول البناء للتأكد مما إذا كانت هذه المتطلبات موجودة ضمن اختصاص قضائي معين. يجب توزيع تقارير الفحص على الفور إلى المالك، وموظف التصميم المرخص المسؤول عن التصميم، والمقاول، والمقاولين من الباطن المناسبين، والموردين المناسبين، ومسؤول البناء للسماح بتحديد الالتزام في الوقت المناسب أو الحاجة إلى إجراء تصحيحي. يجب تحديد مسؤولية التفتيش ودرجة التفتيش المطلوبة في العقود بين المالك والمهندس المعماري والمهندس والمقاول والمفتش. ينبغي توفير الموارد الكافية لأداء الفحص والإشراف عليه بشكل صحيح.

R26.13.1.3 By inspection, the Code does not mean that the inspector should supervise the construction. Rather, it means that the individual employed for inspection should visit the project with the frequency necessary to observe the various stages of Work and ascertain that it is being done in compliance with construction documents. The frequency of inspections should be sufficient to provide general knowledge of each operation. Inspection does not relieve the contractor from the obligation to follow the construction documents and to provide the designated quality and quantity of materials and workmanship for all stages of work. The Code prescribes minimum requirements for inspection of all structures within its scope. It is not a construction specification and any user of the Code may require higher standards of inspection than cited in the general building code if additional requirements are necessary. Recommended procedures for organization and conduct of concrete inspection are given in **ACI 311.4R**, "Guide for Concrete Inspection". This document serves as a guide to owners, architects, and engineers in planning an inspection program. Detailed methods for inspecting concrete construction are given in **ACI SP-2**, "Manual of Concrete Inspection" reported by ACI Committee 311. This document describes methods of inspecting concrete construction that are generally accepted as good practice and is intended as a supplement to specifications and as a guide in matters not covered by specifications.

R26.13.1.3 بالتعريف ، لا تعني الكود أن المفتش يجب أن يشرف على البناء. بل يعني أن على الفرد الذي يعمل للتفتيش زيارة المشروع بالتردد اللازم لمراقبة مختلف مراحل العمل والتأكد من أنه يتم تنفيذه بما يتفق مع مستندات البناء. ينبغي أن يكون تكرار عمليات التفتيش كافياً لتوفير معرفة عامة بكل عملية. لا يعني التفتيش المتعهد من الالتزام باتباع وثائق التشييد وتقديم النوعية والكمية المحددة للمواد والتصنيع في جميع مراحل العمل. ينص القانون على متطلبات الحد الأدنى للتفتيش على جميع الهياكل في نطاقها. وليست مواصفات بناء وقد يحتاج أي مستخدم في الكود إلى معايير تفتيش أعلى من المذكور في كود البناء العام إذا كانت هناك متطلبات إضافية ضرورية. يتم إعطاء الإجراءات الموصى بها لتنظيم وإجراء فحص الخرسانة في **ACI 311.4R** ، "دليل التفتيش على الخرسانة". هذه الوثيقة بمثابة دليل للملاك والمهندسين المعماريين والمهندسين في التخطيط لبرنامج التفتيش. يتم تقديم طرق تفصيلية لفحص البناء الخرساني في **ACI SP-2** ، "دليل فحص الخرسانة" الذي تم الإبلاغ عنه من قبل

CODE

الكود

26.13.1.4 For continuous construction inspection of special moment frames, qualified inspectors under the supervision of the licensed design professional responsible for the structural design or under the supervision of a licensed design professional with demonstrated capability to supervise inspection of these elements shall inspect placement of reinforcement and concrete.

26.13.1.4 من أجل التفتيش المستمر على البناء لأطر زمنية خاصة ، يجب على المفتشين المؤهلين تحت إشراف خبير التصميم المرخص المسؤول عن التصميم الإنشائي أو تحت إشراف خبير تصميمي مرخص مع القدرة الواضحة للإشراف على تفتيش هذه العناصر ، فحص مكان التسليح والخرسانة.

26.13.2 Inspection reports

26.13.2 تقارير التفتيش

26.13.2.1 Inspection reports shall document inspected items and be developed throughout each construction Work stage by the licensed design professional, person under the supervision of a licensed design professional, or qualified inspector. Records of the inspection shall be preserved by the party performing the inspection for at least 2 years after completion of the project.

26-13-2-1 يجب أن تقوم تقارير التفتيش بتوثيق البنود التي يتم تفتيشها وتبويبها في كل مرحلة من مراحل الإنشاء. مرحلة العمل من قبل فني التصميم المرخص، أو شخص تحت إشراف فني تصميم مرخص ، أو مفتش مؤهل. يتم حفظ سجلات التفتيش من قبل الطرف الذي يقوم بالتفتيش لمدة لا تقل عن سنتين بعد الانتهاء من المشروع.

26.13.2.2 Inspection reports shall document (a) through (d):

- (a) General progress of the Work.
- (b) Any significant construction loadings on completed floors, members, or walls.
- (c) The date and time of mixing, quantity, proportions of materials used, approximate placement location in the structure, and results of tests for fresh and hardened concrete properties for all concrete mixtures used in the Work.

26-13-2-2 يجب أن تقوم تقارير التفتيش بتوثيق (أ) إلى (د):
(أ) التقدم العام للعمل.

(ب) أي عمليات بناء كبيرة على الأرضيات المكتملة ، والعناصر ، أو الجدران.
(ج) تاريخ ووقت الخلط والكمية ونسب المواد المستخدمة وموقع التنسيب التقريبي في البنية ونتائج الاختبارات لخصائص الخرسانة الطرية والمقسمة لجميع الخلطات الخرسانية المستخدمة في العمل.

(d) Concrete temperatures and protection given to concrete during placement and curing when the ambient temperature falls below 4°C or rises above 35°C.

(د) درجات حرارة الخرسانة والحماية الممنوحة للخرسانة أثناء التنسيب والمعالجة عندما تنخفض درجة الحرارة المحيطة إلى أقل من 4 درجات مئوية أو ترتفع فوق 35 درجة مئوية.

COMMENTARY

التعليق

R26.13.1.4 The purpose of this requirement is to verify that the detailing required in special moment frames is properly executed through inspection by personnel who are qualified to inspect these elements. Qualifications of inspectors should be acceptable to the jurisdiction enforcing the general building code.

R26.13.1.4 الغرض من هذا الشرط هو التحقق من أن التفاصيل المطلوبة في أطر اللحظات الخاصة يتم تنفيذها بشكل صحيح من خلال التفتيش من قبل الموظفين المؤهلين لفحص هذه العناصر. يجب أن تكون مؤهلات المفتشين مقبولة للولاية القضائية التي تفرض قانون البناء العام.

R26.13.2 Inspection reports

R26.13.2 تقارير التفتيش

R26.13.2.1 A record of inspection is required in case questions subsequently arise concerning the performance or safety of the structure or members. Photographs documenting construction progress are also desirable. The general building code or other legal requirements may require a longer than 2 years of preservation of such records.

R26.13.2.1 مطلوب سجل للتفتيش في حالة طرح أسئلة فيما يتعلق بأداء أو سلامة الهيكل أو الأعضاء. الصور الفوتوغرافية التي توثق تقدم البناء هي أيضا مرغوبة. قد يتطلب قانون البناء العام أو المتطلبات القانونية الأخرى أكثر من عامين من الحفاظ على هذه السجلات.

R26.13.2.2(d) The term “ambient temperature” means the temperature of the environment to which the concrete is directly exposed. Concrete temperature as used in this section may be taken as the surface temperature of the concrete. Surface temperatures may be determined by placing temperature sensors in contact with concrete surfaces or between concrete surfaces and covers used for curing, such as insulation blankets or plastic sheeting.

R26.13.2.2(d) يعني مصطلح "درجة الحرارة المحيطة" درجة حرارة البيئة التي تتعرض لها الخرسانة مباشرة. يمكن اعتبار درجة حرارة الخرسانة المستخدمة في هذا القسم بمثابة درجة حرارة سطح الخرسانة. يمكن تحديد درجات الحرارة السطحية عن طريق وضع أجهزة استشعار درجة الحرارة في اتصال مع أسطح الخرسانة أو بين الأسطح الخرسانية والأغطية المستخدمة في المعالجة، مثل البطانيات العازلة أو الأغشية البلاستيكية.

CODE

الكود

26.13.2.3 Test reports shall be reviewed to verify compliance with 20.2.2.5 if ASTM A615 deformed reinforcement is used to resist earthquake-induced flexure, axial forces, or both in special moment frames, special structural walls, and components of special structural walls including coupling beams and wall piers

26.13.2.3 يجب مراجعة تقارير الاختبار للتحقق من التوافق مع 20.2.2.5 إذا تم استخدام تسليح ASTM A615 المحلزن لمقاومة الشد أو القوى المحورية الناجم عن الزلازل أو كليهما في إطارات العزم الخاصة والجدران الإنشائية الخاصة ومكونات الجدران الإنشائية الخاصة بما في ذلك الكمرات المزدوجة وركائز الجدار

26.13.3 Items requiring inspection

26.13.3 البنود التي تتطلب التفتيش

26.13.3.1 Unless otherwise specified in the general building code, items requiring verification and inspection shall be continuously or periodically inspected in accordance with 26.13.3.2 and 26.13.3.3.

26.13.3.1 ما لم ينص على خلاف ذلك في قانون البناء العام ، يجب فحص البنود التي تتطلب التحقق والتفتيش بشكل مستمر أو دوري وفقاً لـ 26.13.3.2 و 26.13.3.3.

26.13.3.2 Items requiring continuous inspection shall include (a) through (d): (a) Placement of concrete. (b) Tensioning of prestressing steel and grouting of bonded tendons. (c) Installation of adhesive anchors in horizontal or upwardly inclined orientations to resist sustained tension loads in accordance with 17.8.2.4 and where required as a condition of the anchor assessment in accordance with ACI 355.4. (d) Reinforcement for special moment frames.

26-13-3-2 يجب أن تشمل البنود التي تتطلب التفتيش المستمر على (أ) إلى (د):
(أ) وضع الخرسانة
(ب) شد الحديد مسبقة الإجهاد وحشو الكابلات المرتبطة .
(ج) تركيب تثبيت لاصقة في اتجاهات أفقية أو راسية لمقاومة أحمال الشد المستمرة وفقاً للفقرة 17.8.2.4 وعند اللزوم كشرط لتقييم الارتفاعات وفقاً لـ ACI 355.4
(د) تسليح للأطر لحظة خاصة.

26.13.3.3 Items requiring periodic inspection shall include (a) through (g):

(a) Placement of reinforcement, embeddings, and posttensioning tendons.
(b) Curing method and duration of curing for each member.
(c) Construction and removal of forms and reshoring.

26-13-3-3 يجب أن تشمل البنود التي تتطلب فحصاً دورياً على (أ) خلال (ز):
(أ) وضع التسليح والمرابطات وكابلات ما بعد الشد.
(ب) طريقة المعالجة ومدة المعالجة لكل عضو.
(ج) بناء وإزالة النماذج وإعادة توزيعها.

COMMENTARY

التعليق

R26.13.3 Items requiring inspection

R26.13.3 البنود التي تتطلب التفتيش

R26.13.3.1 Table 1705 in Chapter 17 of the 2012 IBC was used to determine which items of Work require continuous or periodic inspection.

R26.13.3.1 استخدم الجدول 1705 في الفصل 17 من IBC 2012 لتحديد أي بنود من العمل تتطلب تفتيشاً مستمراً أو دورياً.

CODE الكود

(d) Sequence of erection and connection of precast members.

(د) تسلسل التركيب وتوصيل الأعضاء مسبقة الصب.

(e) Verification of in-place concrete strength before stressing post-tensioned reinforcement and before removal of shores and formwork from beams and structural slabs.

(f) Installation of cast-in anchors, expansion anchors, and undercut anchors in accordance with 17.8.2.

(هـ) التحقق من قوة الخرسانة في الموقع قبل التأكد على تسليح ما سبق الشد وتسليح شد لاحق والقوالب من الكمرات والبلاطة الإنشائية.
(و) تركيب مثبتات في الموقع، وتوسعة التثبيت، ومثبتات وفقاً لما هو وارد في الفقرة 17.8.2.

(g) Installation of adhesive anchors where continuous inspection is not required in accordance with 17.8.2.4 or as a condition of the assessment in accordance with ACI 355.4.

(ز) تركيب مثبتات لاصقة عندما لا يكون الفحص المستمر مطلوباً وفقاً للفقرة 17.8.2.4 أو كشرط للتقييم وفقاً لـ ACI 355.4

COMMENTARY التعليق

R26.13.3.3(d) Some jurisdictions may require continuous inspection of sequence of erection and connection of precast members, and also may require inspection of the shoring, bracing, or other temporary measures.

R26.13.3.3(d) قد تتطلب بعض الولايات القضائية إجراء تفتيش مستمر على تسلسل التركيب وتوصيل أعضاء مسبقة الصنع ، وقد تتطلب أيضاً فحص الدعامات أو أي تدابير مؤقتة أخرى.

R26.13.3.3(g) Inspection requirements for adhesive anchors are derived from three sources: a) the general building code, which requires periodic inspection for anchors in concrete; b) the assessment and qualification of the anchor under the provisions of ACI 355.4, which may require either periodic inspection or continuous inspection with proof loading depending on the strength reduction factors assigned to the anchor; and c) the requirements of 17.8, which mandate continuous inspection for anchors that resist sustained tension loads in specific orientations

R26.13.3.3(g) تستمد متطلبات التفتيش للمثبتات اللاصقة من ثلاثة مصادر:
(أ) كود البناء العام، الذي يتطلب التفتيش الدوري للتثبيت في الخرسانة؛
(ب) تقييم المؤهلات وتأهيلها بموجب أحكام المواصفة ACI 355.4 ، التي قد تتطلب الفحص الدوري أو الفحص المستمر مع تحميل الإثبات اعتماداً على عوامل خفض القوة المخصصة للتثبيت ؛
(ج) متطلبات 17.8، والتي تفوض التفتيش المستمر للتثبيت التي تقاوم أحمال الشد المستدام في اتجاهات محددة

CODE

الكود

CHAPTER 27—STRENGTH EVALUATION OF EXISTING STRUCTURES

الفصل 27 - تقييم القوة للهياكل الموجودة

27.1—Scope

27.1—المجال

27.1.1 Provisions of this chapter shall apply to strength evaluation of existing structures by analytical means or by load testing

27-1-1 تسري أحكام هذا الفصل على تقييم قوة الهياكل القائمة بالوسائل التحليلية أو باختبار الحمولة

27.2—General

27.2 العام

27.2.1 If there is doubt that a part or all of a structure meets the safety requirements of this Code and the structure is to remain in service, a strength evaluation shall be carried out as required by the licensed design professional or building official.

27.2.1 إذا كان هناك شك في أن جزء أو كل هيكل يفي بمتطلبات السلامة لهذا الكود ، ويبقى الهيكل في الخدمة ، يجب إجراء تقييم القوة كما هو مطلوب من قبل مسؤول التصميم أو مسؤول البناء المرخص.

27.2.2 If the effect of a strength deficiency is well understood and it is practical to measure the dimensions and determine the material properties of the members required for analysis, an analytical evaluation of strength based on this information is permitted. Required data shall be determined in accordance with 27.3.

27.2.2 إذا كان تأثير نقص القوة مفهوما جيدا ومن العملي قياس الأبعاد وتحديد خصائص المواد للأعضاء المطلوبة للتحليل ، يُسمح بتقييم تحليلي للقوة بناء على هذه المعلومات. تحدد البيانات المطلوبة وفقاً لـ 27.3.

COMMENTARY

التعليق

R27—STRENGTH EVALUATION OF EXISTING STRUCTURES

R27 - تقييم القوة للهياكل الموجودة

R27.1—Scope

R27.1—المجال

R27.1.1 Provisions of this chapter may be used to evaluate whether a structure or a portion of a structure satisfies the safety requirements of the Code. A strength evaluation may be required if the materials are considered to be deficient in quality, if there is evidence indicating faulty construction, if a building will be used for a new function, or if, for any reason, a structure or a portion of it does not appear to satisfy the requirements of the Code. In such cases, this chapter provides guidance for investigating the safety of the structure. This chapter does not cover load testing for the approval of new design or construction methods. Acceptance of alternative materials or systems is covered in 1.10.

R27.1.1 يمكن استخدام أحكام هذا الفصل لتقييم ما إذا كان هيكل أو جزء من هيكل يفي بمتطلبات السلامة الخاصة بالكود. قد يتطلب تقييم القوة إذا كانت المواد تعتبر ناقصة في الجودة، إذا كان هناك دليل يشير إلى بناء معيب، إذا كان المبنى سيستخدم لوظيفة جديدة، أو إذا كان لأي هيكل، أو لأي جزء منه، لأي سبب من الأسباب لا يبدو لتلبية متطلبات الكود في مثل هذه الحالات، يقدم هذا الفصل إرشادات للتحقيق في سلامة الهيكل. لا يشمل هذا الفصل اختبار الحمولة للموافقة على طرق التصميم أو الإنشاء الجديدة. يتم قبول المواد أو الأنظمة البديلة في 1.10.

R27.2—General

R27.2 العام

R27.2.1 If a load test is described as part of the strength evaluation process, it is desirable for all parties to agree on the region to be loaded, the magnitude of the load, the load test procedure, and acceptance criteria before any load tests are conducted. If the safety concerns are related to an assemblage of members or an entire structure, it is not feasible to load test every member and section. In such cases, it is appropriate that an investigation plan be developed to address the specific safety concerns.

R27.2.1 إذا تم وصف اختبار الحمولة كجزء من عملية تقييم القوة ، فمن المستحسن أن توافق جميع الأطراف على المنطقة ليتم تحميلها ، وحجم الحمل ، وإجراء اختبار الحمل ، ومعايير القبول قبل أي اختبارات حمولة. تتم. إذا كانت المخاوف المتعلقة بالسلامة تتعلق بتكوين أعضاء أو بنية كاملة، فليس من المجدي تحميل اختبار كل عضو وقسم. في مثل هذه الحالات، من المناسب وضع خطة تحقيق لمعالجة مخاوف السلامة المحددة.

R27.2.2 Strength considerations related to axial load, flexure, and combined axial load and flexure are well understood. There are reliable theories relating strength and shortterm displacement to load in terms of member dimensional and material data. To determine the strength of the structure by analysis, calculations should be based on data gathered on the actual dimensions of the structure, properties of the materials in place, and all pertinent details

R27-2-2 تفهم جيدا اعتبارات القوة المتعلقة بالحمل المحوري ، والثني ، والحمل المحوري المدمج والثني. هناك نظريات موثوقة تتعلق بتشوه القوة والإزاحة القصيرة الأمد من حيث البيانات البعدية والمادية للأعضاء. لتحديد قوة البنية عن طريق التحليل، يجب أن تستند الحسابات إلى البيانات التي تم جمعها حول الأبعاد الفعلية للهياكل، وخصائص المواد الموجودة، وجميع التفاصيل ذات الصلة.

CODE

الكود

27.2.3 If the effect of a strength deficiency is not well understood or it is not practical to measure the dimensions and determine the material properties of the members required for analysis, a load test is required in accordance with 27.4.

27.2.3 إذا لم يكن تأثير نقص القوة مفهوما جيدا أو ليس عملياً قياس الأبعاد وتحديد خواص المواد للأعضاء المطلوبة للتحليل ، فإن اختبار الحمل مطلوب وفقاً لـ 27.4.

27.2.4 If uncertainty about the strength of part or all of a structure involves deterioration, and if the observed response during the load test satisfies the acceptance criteria in 27.4.5, the structure or part of the structure is permitted to remain in service for a time period specified by the licensed design professional. If deemed necessary by the licensed design professional, periodic re evaluations shall be conducted.

27.2.4 إذا كان عدم اليقين بشأن قوة جزء أو كل بنية ينطوي على تدهور ، وإذا كانت الاستجابة المرصودة خلال اختبار الحمولة تستوفي معايير القبول في 27.4.5 ، يُسمح ببناء أو جزء من الهيكل أن يظل في الخدمة فترة زمنية يحددها محترف التصميم المرخص. إذا اعتبرت مهنة التصميم المرخص ضرورياً، فيجب إجراء عمليات إعادة تقييم دورية.

COMMENTARY

التعليق

R27.2.3 If the shear or bond strength of a member is critical in relation to the doubt expressed about safety, a test may be the most efficient solution to eliminate or confirm the doubt. A test may also be appropriate if it is not feasible to determine the material and dimensional properties required for analysis, even if the cause of the concern relates to flexure or axial load. Wherever possible and appropriate, the results of the load test should be supported by analysis.

R27.2.3 إذا كان القص أو قوة الرابطة للعضو حرجة بالنسبة للشك الذي تم الإعراب عنه بشأن السلامة ، فقد يكون الاختبار هو الحل الأكثر فعالية لإزالة أو تأكيد الشك. قد يكون الاختبار مناسباً أيضاً إذا لم يكن من الممكن تحديد خواص المادة والأبعاد المطلوبة للتحليل، حتى إذا كان سبب القلق يتعلق بالثني أو الحمل المحوري. وحيثما كان ذلك ممكناً ومناسباً، يجب دعم نتائج اختبار الحمل بالتحليل.

R27.2.4 For a deteriorating structure, acceptance provided by the load test is, by necessity, limited in terms of future service life. In such cases, a periodic inspection program is useful. A program that involves physical tests and periodic inspection can justify a longer period in service. Another option for maintaining the structure in service, while the periodic inspection program continues, is to limit the live load to a level determined to be appropriate. The length of the specified time period between inspections should be based on consideration of: a) the nature of the deterioration; b) environmental and load effects; c) service history of the structure; and d) scope of the periodic inspection program. At the end of a specified time period, further strength evaluation is required if the structure is to remain in service. With the agreement of all concerned parties, procedures may be devised for periodic testing that do not necessarily conform to the loading and acceptance criteria specified within this chapter.

R27.2.4 بالنسبة إلى الهيكل المتدهور ، يكون القبول الذي يوفره اختبار الحمولة ، بحكم الضرورة ، محدوداً من حيث العمر التشغيلي المستقبلي. في مثل هذه الحالات، يكون برنامج الفحص الدوري مفيداً. يمكن للبرنامج الذي يتضمن الاختبارات والتفتيش الدوري أن يبرر فترة أطول في الخدمة. وثمة خيار آخر للحفاظ على الهيكل في الخدمة، في حين يستمر برنامج الفحص الدوري، هو الحد من العبء الحي إلى المستوى المحدد ليكون مناسباً. ينبغي أن يستند طول الفترة الزمنية المحددة بين عمليات التفتيش إلى النظر في: (أ) طبيعة التدهور؛ (ب) الآثار البيئية والحمولة؛ (ج) تاريخ الخدمة للهيكل ؛ (د) نطاق برنامج التفتيش الدوري. في نهاية فترة زمنية محددة، يلزم إجراء تقييم إضافي للقوة إذا كان الهيكل سيبقى في الخدمة. وبموافقة جميع الأطراف المعنية، يمكن وضع إجراءات للاختبارات الدورية لا تتوافق بالضرورة مع معايير التحميل والقبول المحددة في هذا الفصل.

CODE الكود

27.3—Analytical strength evaluation

27.3 - تقييم القوة التحليلية

27.3.1 Verification of as-built condition

27.3.1 التحقق من الحالة المبنية

27.3.1.1 Dimensions of members shall be established at critical sections.

27.3.1.1 يتم تحديد أبعاد الأعضاء في المقاطع الحساسة.

27.3.1.2 Locations and sizes of reinforcement shall be determined by measurement. It shall be permitted to base reinforcement locations on available drawings if field verified at representative locations to confirm the information on the drawings.

27-3-1-2 تحدد مواقع وحجم التسليح بالقياس. يجب أن يسمح بتثبيت مواقع التسليح على الرسومات المتوفرة إذا تم التحقق من الحقل في المواقع التمثيلية لتأكيد المعلومات على الرسومات.

27.3.1.3 If required, an estimated equivalent f_c' shall be based on analysis of results of cylinder tests from the original construction or tests of cores removed from the part of the structure where strength is in question.

27.3.1.3 إذا لزم الأمر ، فيجب أن يكون f_c المعادل التقديري مبنياً على تحليل نتائج اختبارات الأسطوانات من البناء الأصلي أو اختبارات النوى التي تمت إزالتها من جزء الهيكل حيث تكون القوة موضع تساؤل.

COMMENTARY التعليق

R27.3—Analytical strength evaluation

R27.3 - تقييم القوة التحليلية

R27.3.1 Verification of as-built condition

R27.3.1 التحقق من الحالة المبنية

R27.3.1.1 Critical sections for different load effects, such as moment, shear force, and axial force, are locations where stresses caused by such effects reach their maximum value and as further defined for various member types in the Code. Additionally, critical sections may be defined by specific conditions in the structure being evaluated. For example, deterioration could define a critical section.

R27.3.1.1 المقاطع الحرجة لتأثيرات الحمل المختلفة ، مثل العزم ، وقوة القص ، والقوة المحورية ، هي المواقع التي تصل فيها الضغوط الناتجة عن هذه التأثيرات إلى قيمتها القصوى ومعروفة أكثر لأنواع الأعضاء المختلفة في المدونة. بالإضافة إلى ذلك، قد يتم تعريف المقاطع الهامة حسب شروط محددة في الهيكل الذي يتم تقييمه. على سبيل المثال، يمكن أن يؤدي التدهور إلى تعريف مقطع حرج.

R27.3.1.2 If investigating individual members, the amount, size, arrangement, and location of reinforcement designed to resist applied load should be determined at the critical sections. Nondestructive investigation methods are generally acceptable. In large structures, determination of these data for approximately 5 percent of the reinforcement in each critical region may suffice if these measurements confirm the data provided in the available drawings.

R27.3.1.2 في حالة التحقق من أعضاء فرديين ، يجب تحديد مقدار وحجم وترتيب وموقع التسليح المصمم لمقاومة الحمل المطبق في المقاطع الحرجة. طرق التحقيق غير تدميري مقبولة بشكل عام في الهياكل الكبيرة، قد يكون تحديد هذه البيانات لحوالي 5٪ من التسليح في كل منطقة حرجة كافياً إذا أكدت هذه القياسات البيانات المقدمة في الرسومات المتاحة.

R27.3.1.3 ACI Committee 214 has developed two methods for determining an equivalent f_c' from cores taken from an existing structure. These methods are described in **ACI 214.4R** and rely on statistical analysis techniques. The procedures described are only appropriate where the determination of an equivalent f_c' is necessary for the strength evaluation of an existing structure and should not be used to investigate low cylinder strength test results in new construction, which is considered in 26.12.4. The number of core tests may depend on the size of the structure and the sensitivity of structural safety to concrete strength. Guidance on estimating equivalent f_c' from original cylinder data can be found in **Bartlett (2012)**. In cases where the potential deficiency involves flexure only, investigation of concrete strength can be minimal for a lightly reinforced section ($p f_y / f_c' \leq 0.15$ for rectangular section).

CODE

الكود

27.3.1.4 The method for obtaining and testing cores shall be in accordance with **ASTM C42**.

27-3-1-4 يجب أن تكون طريقة الحصول على النوى واختبارها مطابقة للمواصفة **ASTM C42**.

27.3.1.5 The properties of reinforcement are permitted to be based on tensile tests of representative samples of the material in the structure.

27-3-1-5 يسمح باستخدام خصائص التسليح على أساس اختبارات الشد للعينات الممثلة للمادة في الهيكل.

27.3.2 Strength reduction factors

27.3.2 عوامل خفض القوة

27.3.2.1 If dimensions, size, and location of reinforcement, and material properties are determined in accordance with 27.3.1, it is permitted to increase ϕ from the design values elsewhere in this Code; however, ϕ shall not exceed the limits in Table 27.3.2.1.

27.3.2.1 إذا تم تحديد أبعاد وحجم وموقع التسليح وخصائص المادة وفقاً لـ 27.3.1 ، فإنه يُسمح بزيادة ϕ من قيم التصميم في مكان آخر من هذا القانون ؛ ومع ذلك ، يجب ألا تتجاوز ϕ الحدود الواردة في الجدول 27.3.2.1.

Table 27.3.2.1—Maximum permissible strength reduction factors

الجدول 27.3.2.1 - الحد الأقصى لعوامل تقليل القوة المسموح بها

Strength	Classification	Transverse reinforcement	Maximum permissible ϕ
Flexure, axial, or both	Tension controlled	All cases	1.0
	Compression controlled	Spirals ^[1]	0.9
		Other	0.8
Shear, torsion, or both			0.8
Bearing			0.8

[1]Spirals shall satisfy 10.7.6.3, 20.2.2, and 25.7.3.

[1]يجب أن تستوفي اللوالب 10.7.6.3 و 20.2.2 و 25.7.3

COMMENTARY

التعليق

R27.3.1.3 طورت اللجنة الاستشارية المعنية بالأنظمة رقم 214 طريقتين لتحديد ما يعادل f_c ' من النوى المأخوذة من هيكل قائم. هذه الطرق موصوفة في **ACI 214.4R** وتعتمد على تقنيات التحليل الإحصائي. تعتبر الإجراءات الموضحة ملائمة فقط عندما يكون تحديد f_c مكافئاً ضرورياً لتقييم قوة البنية الموجودة ويجب عدم استخدامه للتحقيق في نتائج اختبار قوة الاسطوانة المنخفضة في البناء الجديد، والذي يتم اعتباره في 26.12.4. قد يعتمد عدد الاختبارات الأساسية على حجم البنية وحساسية السلامة الهيكلية لقوة الخرسانة. يمكن العثور على إرشادات حول تقدير f_c المكافئ من بيانات الاسطوانة الأصلية في **Bartlett (2012)** في الحالات التي يكون فيها النقص المحتمل ينطوي على الشيء فقط، يمكن أن يكون التحقيق في قوة الخرسانة ضئيلاً لمقطع تسليح قليلاً $(p f_y / f_c' \leq 0.15)$ للمقطع المستطيل).

R27.3.1.5 The number of tests required depends on the uniformity of the material within the structure and should be determined by the licensed design professional responsible for the evaluation.

R27.3.1.5 يعتمد عدد الاختبارات المطلوبة على اتساق المادة داخل الهيكل ويجب أن يحدده فني التصميم المرخص المسؤول عن التقييم.

R27.3.2 Strength reduction factors

R27.3.2 عوامل خفض القوة

R27.3.2.1 The strength reduction factors are larger than those defined in **Chapter 21**. These increased values are justified by the use of field-obtained material properties and actual in-place dimensions.

CODE

الكود

27.4—Strength evaluation by load test

27.4 - تقييم القوة عن طريق اختبار الحمولة

27.4.1 General

27.4.1 عام

27.4.1.1 Load tests shall be conducted in a manner that provides for safety of life and the structure during the test.

27-4-1-1 تجرى اختبارات الحمولة بطريقة توفر سلامة عمر البنية أثناء الاختبار.

27.4.1.2 Safety measures shall not interfere with the load test or affect the results.

27.4.1.2 يجب ألا تتداخل إجراءات السلامة مع اختبار الحمولة أو تؤثر على النتائج.

27.4.1.3 The portion of the structure subject to the test load shall be at least 56 days old. If the owner of the structure, the contractor, the licensed design professional, and all other involved parties agree, it shall be permitted to perform the load test at an earlier age.

27.4.1.3 يجب ألا يقل عمر الجزء الخاضع للحمولة للاختبار عن 56 يوماً. إذا وافق مالك الهيكل والمقاول وأخصائي التصميم المرخص وجميع الأطراف المعنية الأخرى على إجراء اختبار الحمل في عمر مبكر.

27.4.1.4 A precast member to be made composite with cast-in-place concrete shall be permitted to be tested in flexure as a precast member alone in accordance with (a) and (b): (a) Test loads shall be applied only when calculations indicate the isolated precast member will not fail by compression or buckling. (b) The test load, when applied to the precast member alone, shall induce the same total force in the tensile reinforcement as would be produced by loading the composite member with the test load in accordance with 27.4.2.

27-4-1-4 يسمح بإخضاع العضو مسبقة الصب الذي يتم تصنيعه مع الخرسانة المصبوبة في الموقع لاختباره في الانثناء كعضو سابق الصب بمفرده وفقاً لكل من (أ) و (ب):

(أ) لا تطبق أحمال الاختبار إلا عندما تشير العمليات الحسابية إلى أن العضو المصبوب المسبق لن يفشل بالضغط أو الانبعاج.

(ب) حمل الاختبار، عندما يطبق على العضو المصبوب بالموقع بمفرده، يجب أن يحفز نفس القوة الكلية في تسليح الشد على النحو الذي يمكن أن ينتج عن طريق تحميل العضو المركب مع حمل الاختبار وفقاً لـ 27.4.2

27.4.2 Test load arrangement and load factors

27-4-2 اختبار ترتيب الحمولة ومعامل الحمل

27.4.2.1 Test load arrangements shall be selected to maximize the deflection, load effects, and stresses in the critical regions of the members being evaluated.

27-4-2-1 يتم اختيار ترتيبات اختبار الحمولة لمعامل التشوه وتأثيرات الأحمال والإجهادات في المناطق الحرجة للأعضاء الذين يتم تقييمهم.

COMMENTARY

التعليق

R27.4—Strength evaluation by load test

R27.4 - تقييم القوة بواسطة اختبار الحمولة

R27.4.2 Test load arrangement and load factors

27-4-2 اختبار ترتيب الحمولة ومعامل الحمل

R27.4.2.1 It is important to apply the load at locations so the effects on the suspected deficiency are a maximum and sharing of the applied load with unloaded members is minimized. In cases where it is shown by analysis that adjoining unloaded members will help carry some of the load, the test load should be adjusted to ensure sufficient forces act on the critical region of the members being evaluated.

CODE

الكود

27.4.2.2 The total test load T_t , including dead load already in place, shall be at least the greatest of (a), (b), and (c):

27.4.2.2 يجب أن يكون الحمل الكلي للحمولة T_t ، بما في ذلك الحمولة الميتة الموجودة بالفعل ، على الأقل من (أ) و (ب) و (ج):

(a) $T_t = 1.15D + 1.5L + 0.4(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$ (27.4.2.2a) (b) $T_t = 1.15D + 0.9L + 1.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$ (27.4.2.2b) (c) $T_t = 1.3D$ (27.4.2.2c)

27.4.2.3 It is permitted to reduce L in 27.4.2.2 in accordance with the general building code.

27-4-2-3 يُسمح بتخفيض L في 27.4.2.2 وفقاً لكود البناء العام.

27.4.2.4 The load factor on the live load L in 27.4.2.2(b) shall be permitted to be reduced to 0.45 except for parking structures, areas occupied as places of public assembly, or areas where L is greater than 4.8 KN/m².

27-4-2-4 يُسمح بتخفيض عامل الحمولة على الاحمال الحية L في 27.4.2.2 (b) إلى 0.45 باستثناء هياكل مواقف السيارات أو المناطق المشغولة كاماكن للجمهور العام أو المناطق التي تكون فيها L أكبر من 4.8 KN/m².

27.4.3 Test load application

27.4.3 تطبيق حمل الاختبار

27.4.3.1 Total test load T_t shall be applied in at least four approximately equal increments.

27-4-3-1 حمولة الاختبار الكلية يجب تطبيق T_t في أربع زيادات متساوية على الأقل.

27.4.3.2 Uniform T_t shall be applied in a manner that ensures uniform distribution of the load transmitted to the structure or portion of the structure being tested. Arching of the test load shall be avoided.

27.4.3.2 يجب أن يتم تطبيق T_t الموحد بطريقة تضمن التوزيع الموحد للحمل المنقولة إلى البنية أو جزء من البنية التي يتم اختبارها. يجب تجنب تقويس حمولة الاختبار.

COMMENTARY

التعليق

R27.4.2.1 من المهم تطبيق الحمل في المواقع بحيث تكون التأثيرات على النقص المشتبه به هي الحد الأقصى ويتم تقليل تقاسم الحمل المطبق مع الأعضاء غير المفرغة. في الحالات التي يظهر فيها التحليل أن الأعضاء المتفرغين المجاورين سيساعدون في حمل بعض الحمولة، يجب تعديل حمولة الاختبار لضمان عمل القوات الكافية على المنطقة الحرجة للأعضاء الذين يتم تقييمهم.

R27.4.2.3 The live load L may be reduced as permitted by the general building code governing safety considerations for the structure. The test load should be increased to compensate for resistance provided by unloaded portions of the structure in question. The increase in test load is determined from analysis of the loading conditions in relation to the selected pass/fail criterion for the test.

R27.4.2.3 يمكن تخفيض الحمل الحي L على النحو الذي يسمح به كود البناء العام الذي ينظم اعتبارات السلامة للهيكل. ينبغي زيادة حمولة الاختبار للتعويض عن المقاومة التي توفرها الأجزاء غير المفرغة من الهيكل المعني. يتم تحديد الزيادة في حمولة الاختبار من تحليل شروط التحميل فيما يتعلق بمعيار النجاح / الفشل المحدد للاختبار.

R27.4.3 Test load application

27.4.3 تطبيق حمل الاختبار

R27.4.3.1 Inspecting the area of the structure subject to test loading for signs of distress after each load increment is advisable (refer to R27.4.5.1).

R27.4.3.1 من المستحسن فحص منطقة الهيكل الخاضع لتحمل الاختبار لعلامات عدم الاجهاد بعد كل زيادة في الحمل (يرجى الرجوع إلى R27.4.5.1).

R27.4.3.2 Arching refers to the tendency for the load to be transmitted nonuniformly to the flexural member being tested. For example, if a slab is loaded by a uniform arrangement of bricks, arching of bricks in contact would result in reduction of the load on the slab near the midspan of the slab.

R27.4.3.2 يشير التقويس إلى ميل الحمل ليتم نقله بطريقة غير متناظرة لعضو الثني الذي يتم اختباره. على سبيل المثال، إذا تم تحميل البلاطة بواسطة ترتيب موحد من الطوب، فإن تقويس الطوب الملاصق يمكن أن يؤدي إلى تقليل الحمل على البلاطة

CODE

الكود

27.4.3.3 After the final load increment is applied, T_t shall remain on the structure for at least 24 hours unless signs of distress, as noted in 27.4.5, are observed.

27-4-3-3 بعد تطبيق الزيادة في الحمل النهائي ، تظل T_t على الهيكل لمدة 24 ساعة على الأقل ، إلا إذا لوحظت علامات الشدة ، كما لوحظ في 27.4.5.

27.4.3.4 After all response measurements are recorded, the test load shall be removed as soon as practical.

27-4-3-4 بعد تسجيل جميع قياسات الاستجابة ، يجب إزالة حمل الاختبار في أقرب وقت عملي.

27.4.4 Response measurements

27.4.4 قياسات الاستجابة

27.4.4.1 Response measurements, such as deflection, strain, slip, and crack width, shall be made at locations where maximum response is expected. Additional measurements shall be made if required.

27-4-4-1 يتم إجراء قياسات الاستجابة ، مثل الانحناء ، و الشد ، والانزلاق ، وعرض التشقق ، في المواقع التي يتوقع فيها أقصى قدر من الاستجابة. يجب إجراء قياسات إضافية إذا لزم الأمر

27.4.4.2 The initial value for all applicable response measurements shall be obtained not more than 1 hour before applying the first load increment.

27.4.4.2 يجب الحصول على القيمة الأولية لجميع قياسات الاستجابة المطبقة على ألا تزيد عن ساعة واحدة قبل تطبيق الزيادة الأولى على الحمل.

27.4.4.3 A set of response measurements shall be recorded after each load increment is applied and after T_t has been applied on the structure for at least 24 hours.

27.4.4.3 تسجل مجموعة من قياسات الاستجابة بعد تطبيق كل زيادة في الحمل وبعد تطبيق T_t على الهيكل لمدة 24 ساعة على الأقل.

27.4.4.4 A set of final response measurements shall be made 24 hours after T_t is removed.

27.4.4.4 يتم إجراء مجموعة من قياسات الاستجابة النهائية بعد 24 ساعة من إزالة T_t .

COMMENTARY

التعليق

CODE

الكود

27.4.5 Acceptance criteria

27.4.5 معايير القبول

27.4.5.1 The portion of the structure tested shall show no spalling or crushing of concrete, or other evidence of failure

27.4.5.1 يجب أن لا يظهر الجزء من الهيكل الذي تم اختباره أي تقشر أو تكسير للخرسانة أو أي دليل آخر على الفشل

27.4.5.2 Members tested shall not exhibit cracks indicating imminent shear failure.

27.4.5.2 لا يختبر الأعضاء الذين تم اختبارهم تصدعات تشير إلى فشل القص الوشيك.

COMMENTARY

التعليق

R27.4.5 Acceptance criteria

R27.4.5 معايير القبول

R27.4.5.1 Evidence of failure includes distress (cracking, spalling, or deflection) of such magnitude and extent that the observed result is obviously excessive and incompatible with the safety requirements of the structure. No simple rules have been developed for application to all types of structures and conditions. If sufficient damage has occurred so that the structure is considered to have failed that test, retesting is not permitted because it is considered that damaged members should not be put into service even at a lower load rating. Local spalling or flaking of the compressed concrete in flexural members related to casting imperfections need not indicate overall structural distress. Crack widths are good indicators of the state of the structure and should be observed to help determine whether the structural strength and behavior are satisfactory. However, accurate prediction or measurement of crack widths in structural concrete members is not likely to be achieved under field conditions. It is advisable to establish criteria before the test relative to the types of cracks anticipated; where the cracks will be measured; how they will be measured; and approximate limits or criteria to evaluate new cracks or limits for the changes in crack width.

R27.4.5.1 تشمل الأدلة على الفشل الاستغاثة (التشقق أو الانسلاط أو التشوة) من حيث الحجم والمقدار بحيث تكون النتيجة المرصودة مفرطة بشكل واضح وغير متوافقة مع متطلبات السلامة للهيكل. لم يتم تطوير قواعد بسيطة للتطبيق على جميع أنواع الهياكل والظروف. في حالة حدوث تلف كافٍ بحيث يعتبر الهيكل قد فشل في هذا الاختبار، غير مسموح بإعادة الاختبار لأنه يعتبر أنه لا يجب وضع الأعضاء التالفة في الخدمة حتى عند تصنيف تحميل أقل. لا يتطلب التشقق الموضعي أو قشور الخرسانة المضغوطة في أعضاء الانثناء المتعلقة بخلل الصب عدم الإشارة إلى الضائقة الهيكلية الكلية. تعتبر عروض التشقق مؤشرات جيدة لحالة البنية ويجب ملاحظة أنها تساعد على تحديد ما إذا كانت القوة والسلوك الهيكليين مرضيين. ومع ذلك، من غير المحتمل أن يتحقق التنبؤ الدقيق أو قياس عروض التشقق في أعضاء الخرسانة الإنشائية في الظروف الميدانية. من المستحسن وضع معايير قبل الاختبار نسبة إلى أنواع الشقوق المتوقعة؛ حيث سيتم قياس الشقوق. كيف سيتم قياسها وحدود تقريبية أو معايير لتقييم التشققات أو الحدود الجديدة للتغيرات في عرض التشقق.

R27.4.5.2 Forces are transmitted across a shear crack plane by aggregate interlock at the interface of the crack that is enhanced by clamping action of transverse reinforcement and by dowel action of stirrups crossing the crack. The member is assumed to be approaching imminent shear failure when crack lengths increase to approach a horizontal projected length equal to the depth of the member and concurrently widen to the extent that aggregate interlock cannot occur, and as transverse stirrups, if present, begin to yield or display loss of anchorage so as to threaten their integrity

R27.4.5.2 تنقل القوى عبر مستوي تكسير القص بالترابط الكلي عند السطح البيني للتشقق الذي يتم تسليحه من خلال تحامل الدعامات للتسليح العرضي وعمل الدواليب الخاص بالكائنات التي تعبر التشقق. يفترض أن العضو يقترب من فشل القص الوشيك عندما تزيد أطوال التشقق ليقترّب من طول مسقط أفقي يساوي عمق العضو ويتسع في نفس الوقت إلى الحد الذي لا يمكن أن يحدث فيه التشقيق الكلي، وحيث يبدأ الكائنات العرضية، إن وجد، في الخضوع أو عرض فقدان التثبيت لتهديد سلامتها

CODE

الكود

27.4.5.3 In regions of members without transverse reinforcement, structural cracks inclined to the longitudinal axis and having a horizontal projection greater than the depth of the member shall be evaluated. For variable-depth members, the depth shall be measured at the mid-length of the crack.

27.4.5.3 في مناطق الأعضاء بدون تسليح عرضية ، يتم تقييم الشقوق الإنشائية المائلة إلى المحور الطولي ويكون لها عرض أفقي أكبر من عمق العضو . بالنسبة للأعضاء ذوي العمق المتغير ، يجب قياس العمق عند منتصف التشقق.

27.4.5.4 In regions of anchorage and lap splices of reinforcement, short inclined cracks or horizontal cracks along the line of reinforcement shall be evaluated

27.4.5.4 في مناطق التثبيت والربط المتداخلة ، يجب تقييم التشققات القصيرة المائلة أو الشقوق الأفقية على طول خط التسليح.

27.4.5.5 Measured deflections shall satisfy (a) or (b):

27.4.5.5 يجب استيفاء التشوه المقاسة (أ) أو (ب):

$$(a) \Delta_1 \leq \frac{\ell_t^2}{20,000h} \quad (27.4.5.5a)$$

$$(b) \Delta_r \leq \frac{\Delta_1}{4} \quad (27.4.5.5b)$$

27.4.5.6 If 27.4.5.5 is not satisfied, it shall be permitted to repeat the load test, provided that the second load test begins no earlier than 72 hours after removal of externally applied loads from the first load test.

27.4.5.6 إذا لم يتم استيفاء 27.4.5.5 ، فيسمح بتكرار اختبار الحمل ، بشرط أن يبدأ اختبار الحمل الثاني قبل 72 ساعة من إزالة الأحمال المطبقة خارجياً من اختبار الحمل الأول.

27.4.5.7 Portions of the structure tested in the second load test shall be considered acceptable if:

27.4.5.7 تعتبر أجزاء البنية التي تم اختبارها في اختبار الحمل الثاني مقبولة إذا:

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_2}{5} \quad (27.4.5.7)$$

COMMENTARY

التعليق

R27.4.5.3 Inclined cracks may lead to brittle failure of members without transverse reinforcement. Assessment of all inclined cracks is advisable where transverse reinforcement is not present.

R27.4.5.3 قد تؤدي الشقوق المائلة إلى فشل هش للأعضاء دون تسليح عرضية . يُنصح بتقييم جميع الشقوق المائلة عندما لا يكون التسليح العرضي موجوداً.

R27.4.5.4 Cracking along the axis of the reinforcement in anchorage zones may be related to high stresses associated with the transfer of forces between the reinforcement and the concrete. These cracks may be indicators of impending brittle failure of the member if they are associated with the development of main reinforcement. It is important that their causes and consequences be evaluated.

R27.4.5.4 قد يرتبط التصدع على طول محور التسليح في مناطق التثبيت بالاجهاد العالي المرتبط بنقل القوى بين التسليح والخرسانة . قد تكون هذه التشققات مؤشرات على فشل هش وشيك للعضو إذا كانت مرتبطة بتثبيت التسليح الرئيسي . من المهم تقييم أسبابها وعواقبها.

R27.4.5.5 If the structure shows no evidence of failure, recovery of deflection after removal of the test load is used to determine whether the strength of the structure is satisfactory. In the case of a very stiff structure, however, the errors in measurements under field conditions may be of the same order as the actual deflections and recovery. To avoid penalizing a satisfactory structure in such a case, recovery measurements are waived if the maximum deflection is less than $\ell t^2/(20,000h)$.

R27.4.5.5 إذا لم تظهر البنية أي دليل على الفشل ، يتم استخدام استعادة التشوه بعد إزالة حمل الاختبار لتحديد ما إذا كانت قوة البنية مرضية . غير أنه في حالة وجود هيكل صلب للغاية ، قد تكون أخطاء القياسات في الظروف الميدانية هي نفس ترتيب التشوه والاستعادة الفعلية . لتجنب معاقبة بنية مرضية في مثل هذه الحالة ، يتم التنازل عن قياسات الاستعادة إذا كان الحد الأقصى للتشوه أقل من $\ell t^2/(20,000h)$.

CODE
الكود

27.5—Reduced load rating

27.5 - انخفاض معدل التحميل

27.5.1 Provision for lower load rating—If the structure under investigation does not satisfy conditions or criteria of 27.3 or 27.4.5, the structure shall be permitted for use at a lower load rating, based on the results of the load test or analysis, if approved by the building official.

27.5.1 مخصص انخفاض معدل التحميل - إذا كانت البنية قيد التحقيق لا تستوفي الشروط أو المعايير الواردة في 27.3 أو 27.4.5 ، فيجب السماح باستخدام الهيكل عند تصنيف تحميل أقل ، استناداً إلى نتائج اختبار الحمل أو التحليل ، إذا وافق عليها مسؤول البناء.

COMMENTARY
التعليق

R27.5—Reduced load rating

27.5 - انخفاض معدل التحميل

R27.5.1 Provision for lower load rating—Except for load tested members that have failed under a test (refer to 27.4.5), the building official may permit the use of a structure or member at a lower load rating that is judged to be safe and appropriate on the basis of the strength evaluation.

R27.5.1 توفير معدل تحميل منخفض - باستثناء أعضاء الحمولة المختبرين الذين فشلوا في الاختبار (راجع 27.4.5) ، قد يسمح مسؤول البناء باستخدام هيكل أو عضو عند تصنيف حمولة أقل يتم الحكم عليه أمانة وملائمة على أساس تقييم القوة.

COMMENTARY REFERENCES

ACI Committee documents and documents published by other organizations that are cited in the commentary are listed first by document number, year of publication, and full title, followed by authored documents listed alphabetically.

يتم إدراج وثائق ووثائق لجنة ACI المنشورة من قبل المنظمات الأخرى المذكورة في التعليق أولاً حسب رقم المستند، وسنة النشر، والعنوان الكامل، متبوعة بوثائق مؤلفة مرتبة أبجدياً.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

الرابطة الأمريكية لمسؤولي الطرق السريعة والنقل (AASHTO)

LRFDCONS-3-2010—LRFD Bridge Construction Specifications, Third Edition

- LRFDCONS-3-2010 مواصفات إنشاء جسر LRFD ، الإصدار الثالث

LRFDUS-6-2012—LRFD Bridge Design Specifications, Sixth Edition

- LRFDUS-6-2012 مواصفات تصميم جسر LRFD ، الإصدار السادس

American Concrete Institute (ACI)

معهد الخرسانة الأمريكية (ACI)

117-10—Specification for Tolerances for Concrete Construction and Materials

- 117-10 مواصفات التفاوتات للخرسانة ومواد البناء

201.2R-08—Guide to Durable Concrete

- 201.2R-08 دليل للخرسانة المتينة

209R-92(08)—Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures

— 209R-92 (08) تأثيرات الزحف ، والتقلص ، ودرجة الحرارة في الهياكل الخرسانية

211.1-91(09)—Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete

- 211.1-91 (09) الممارسة القياسية لتحديد نسب للخرسانة العادية والثقيلة والكتلة

213R-03—Guide for Structural Lightweight-Aggregate Concrete

- 213R-03 دليل للخرسانة الهيكلية خفيفة الوزن الركام

214R-11—Guide to Evaluation of Strength Test Results of Concrete

- 214R-11 دليل لتقييم نتائج اختبار قوة الخرسانة

COMMENTARY REFERENCES

313-97—Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials

- 313-97 التطبيقات القياسية لتصميم وبناء صوامع الخرسانة وأنابيب التراص لتخزين المواد الحبيبية

318-63—Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete

- 318-63 تعليق على متطلبات كود البناء للخرسانة المسلحة

318-11—Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary

— 318-11 متطلبات كود البناء للخرسانة الإنشائية (ACI 318-11) والتعليق

318.2-14—Building Code Requirements for Concrete Thin Shells (ACI 318.2-14) and Commentary

- 318.2-14 متطلبات بناء الكود للأغلفة الرقيقة الخرسانية (ACI 318.2-14) والتعليق

332-14—Requirements for Residential Concrete Construction (ACI 332-14) and Commentary

- 332-14 متطلبات البناء الخرساني السكني (ACI 332-14) والتعليق

334.1R-92(02)—Concrete Shell Structures – Practice and Commentary

- 334.1R-92 (02) هياكل رقيقة الخرسانة - الممارسة والتعليق

334.2R-91—Reinforced Concrete Cooling Tower Shells – Practice and Commentary

- 334.2R-91 قشور أبراج تبريد الخرسانة المسلحة - الممارسة والتعليق

336.2R-88—Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats

- 336.2R-88 اقترح التحليل وإجراءات التصميم لقواعد الحصرية والتجميعية

336.3R-93(06)—Design and Construction of Drilled Piers

- 336.3R-93 (06) تصميم وإنشاء ركائز الحفر

347-04—Guide to Formwork for Concrete

- 347-04 دليل أعمال لصب الخرسانة

347.2R-05—Guide for Shoring/Reshoring of Concrete Multistory Buildings

- 347.2R-05 دليل لتصميم / إعادة تشييد المباني متعددة الطوابق الخرسانية

COMMENTARY REFERENCES

214.4R-10—Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results

- 214.4R-10 دليل الحصول على الكور وتفسير نتائج قوة الضغط

215R-92(97)—Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading

- (97) 215R-92 اعتبارات تصميم الهياكل الخرسانية الخاضعة لتحميل الصدم

216.1-07—Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies

- 216.1-07 متطلبات الكود لتحديد مقاومة الحريق لجمعيات الخرسانة والبناء

222R-01—Protection of Metals in Concrete against Corrosion

- 222R-01 حماية المعادن في الخرسانة ضد التآكل

223R-10—Guide for the Use of Shrinkage-Compensating Concrete

- 223R-10 دليل استخدام الخرسانة القابلة للانكماش

228.1R-03—In-Place Methods to Estimate Concrete Strength

- 228.1R-03 طرق موضعية لتقدير قوة الخرسانة

233R-03—Slag Cement in Concrete and Mortar

- 233R-03 أسمنت الخبث في الخرسانة والملاط

234R-06—Guide for the Use of Silica Fume in Concrete

- 234R-06 دليل استخدام غبار السيليكا في الخرسانة

237R-07—Self-Consolidating Concrete

- 237R-07 الخرسانة ذاتية الدمج

301-10—Specifications for Structural Concrete

- 301-10 مواصفات للخرسانة الإنشائية

304R-00(09)—Guide for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete

- (09) 304R-00 دليل لقياس الخرسانة وخلطها ونقلها ووضعها

305.1-06—Specification for Hot Weather Concreting

- 305.1-06 مواصفات الخرسانة بالطقس الساخن

305R-10—Guide to Hot Weather Concreting

- 305R-10 دليل الطقس الحار

COMMENTARY REFERENCES

349-06—Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures (ACI 349-06) and Commentary

- 349-06 متطلبات الكود الخاصة بالهيكل الخرساني المرتبط بالسلامة النووية (ACI 349-06) والتعليق

350-06—Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350-06) and Commentary

- 350-06 متطلبات الكود للهياكل الخرسانية الهندسية البيئية (ACI 350-06) والتعليق

352R-02—Recommendations for Design of Beam Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures

- 352R-02 توصيات لتصميم وصلات عمود الحزمة في الهياكل الخرسانية المسلحة المقواة

352.1R-11—Guide for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Concrete Structures

- 352.1R-11 دليل لتصميم وصلات العمود الفقري في الهياكل الخرسانية المتألفة

355.2-07—Qualifications of Post Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary

- 355-2-07 مؤهلات التثبيت الميكانيكية المثبتة مسبقاً في الخرسانة والتعليق

355.4-11—Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete (ACI 355.4-11) and Commentary

- 355.4-11 تأهيل التثبيت اللاصقة المثبتة في الخرسانة (ACI 355.4-11) والتعليق

359-13—Code for Concrete Containments

- 359-13 كود للاحتواءات الخرسانية

360R-10—Guide to Design of Slabs-on-Ground

- 360R-10 دليل لتصميم البلاطة على الأرض

362.1R-97(02)—Guide for the Design of Durable Parking Structures

- (02) 362.1R-97 دليل لتصميم هياكل دائمة لوقوف السيارات

372R-13—Guide to Design and Construction of Circular Wire- and Strand-Wrapped Prestressed Concrete Structures

- 372R-13 دليل لتصميم وبناء الهياكل الخرسانية مسبقة الشد بالأسلاك والحواجز الملفوفة

COMMENTARY REFERENCES

306R-10—Guide to Cold Weather Concreting

- 306R-10 دليل لبرودة الطقس للخرسانة

306.1-90(02)—Standard Specification for Cold Weather Concreting

- 306.1-90 (02) مواصفة قياسية للخرسانة الطقس البارد

307-08—Code Requirements for Reinforced Concrete Chimneys (ACI 307-08) and Commentary

- 307-08 متطلبات الكود للمداخن الخرسانية المسلحة (ACI 307-08) والتعليق
308R-01(08)—Guide to Curing Concrete

— 308R-01 (08) دليل على علاج الخرسانة

309R-05—Guide for Consolidation of Concrete

- 309R-05 دليل لتدعيم الخرسانة

311.4R-05—Guide for Concrete Inspection

- 311.4R-05 دليل تفتيش الخرسانة

311.6-09—Specification for Ready Mixed Concrete Testing Services

- 311.6-09 مواصفات خدمات اختبار الخرسانة الجاهزة

COMMENTARY REFERENCES

374.1-05—Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary

- 374.1-05 معايير القبول للإطار الزمني استناداً إلى الاختبار الهيكلي والتعليق

408.1R-90—Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension

- 408.1R-90 مقترح للتثبيت ، لصق ، ومعيار ربط قياسي للقضبان المحلزنة في حالة شد

408.2R-12—Report on Bond of Steel Reinforcing Bars Under Cyclic Loads

- 408.2R-12 تقرير عن رابطة قضبان حديد التسليح تحت الأحمال الدورية

421.1R-08—Guide to Shear Reinforcement for Slabs

- 421.1R-08 دليل تقوية القص للبلطات

423.3R-05—Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons

- 423.3R-05 توصيات لأعضاء الخرسانة مسبقة الإجهاد مع الكابلات غير المربوطة

423.7-14—Specification for Unbonded Single-Strand Tendon Materials

- 423.7-14 مواصفات الكابلات أحادية الحواف غير الشد المسبق

435R-95(00)—Control of Deflection in Concrete Structures

- 435R-95 (00) التحكم في التشوه في الهياكل الخرسانية

435.5R-73(89)—Deflections of Continuous Concrete Beams

- 435.5R-73 (89) تشوه الكمرات الخرسانية المستمرة

COMMENTARY REFERENCES

440.1R-06—Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars

440.1R-06 - دليل لتصميم وبناء الخرسانة الإنشائية المقواة بـ FRP Bars

440.2R-08—Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures

440.2R-08 - دليل لتصميم وإنشاء أنظمة FRP المستندة خارجيًا لتسليح الهياكل الخرسانية

445R-99(09)—Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete

445R-99 (09) - النهج الحديثة لتصميم القص للخرسانة الإنشائية

543R-00—Guide to Design, Manufacture, and Installation of Concrete Piles

543R-00 - دليل لتصميم وتصنيع وتركيب خوازيق الخرسانة

544.3R-08—Guide for Specifying, Proportioning, and Production of Fiber-Reinforced Concrete

544.3R-08 - دليل تحديد ونسبة وإنتاج الخرسانة المسلحة بالألياف

550.3-13—Design Specification for Unbonded PostTensioned Precast Concrete Special Moment Frames Satisfying ACI 374.1 (ACI 550.3-13) and Commentary

550.3-13 - مواصفات التصميم لإطارات العزم الخاصة بالخرسانية سابقة الصب الإجهاد الإحقيق والمرضية ACI 374.1 (ACI 550.3-13) والتعليق

551.2R-10—Design Guide for Tilt-Up Concrete Panels

551.2R-10 - دليل التصميم البلاطة الخرسانة القابلة للإمالة

CT-13—Concrete Terminology

CT-13 - مصطلحات الخرسانة

ITG-5.1-07—Acceptance Criteria for Special Unbonded Post-Tensioned Precast Structural Walls Based on Validation Testing and Commentary

ITG-5.1-07 - معايير القبول للجدران الإنشائية سابقة التجهيز غي المترابطة الشد الإحقيق بناءً على اختبار التحقق من الصحة والتعليق

ITG-5.2-09—Requirements for Design of a Special Unbonded Post-Tensioned Precast Shear Wall Satisfying ACI ITG-5.1 (ACI 5.2-09) and Commentary

ITG-5.2-09 - متطلبات تصميم جدار القص الخاص الغير مترابط المسبق الصب الشد الإحقيق إرضاء (ACI 5.2-09) ACI ITG-5.1 والتعليق

COMMENTARY REFERENCES

A307-12—Standard Specification for Carbon Steel Bolts, Studs, and Threaded Rod 60000 PSI Tensile Strength

A307-12 - المواصفة القياسية للبراغي والكريون الصلب ، وقوة الشد المترابطة بـ PSI60000

A370-14—Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products

A370-14 - طرق الاختبار القياسية والتعريفات للاختبارات الميكانيكية لمنتجات الصلب

A416/A416M-12a—Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete

A416 / A416M-12a - المواصفات القياسية للحديد الصلب ، غير المطلية بسبعة أسلاك للخرسانة مسبقة الإجهاد

A421/A421M-10—Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete, including Supplementary Requirement SI, Low Relaxation Wire and Relaxation Testomg

A421 / A421M-10 - المواصفة القياسية للسلك الفولاذي غير المعالج بالإجهاد غير المعالج للخرسانة المسبقة الإجهاد ، بما في ذلك المطلب التكميلي SI ، سلك الاسترخاء المنخفض واختبار الاسترخاء

A615/A615M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement

A615 / A615M-14 - المواصفة القياسية لقضبان الكريون الصلب المشوه والعادي من أجل التسليح الخرساني

A706/A706M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement

A706 / A706M-14 - المواصفة القياسية للقضبان الفولاذية المسخنة والصلبة المنخفضة السبائك لتسليح الخرسانة

A767/A767M-09—Standard Specification for ZincCoated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement

A767 / A767M-09 - المواصفة القياسية للقضبان الفولاذ المطلي بالزنك (المجلفن) التسليح الخرسانية

A775/A775M-07b(2014)—Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Reinforcing Bars

A775 / A775M-07b (2014) — معيار قياسي لقضبان التسليح المصنوعة من الصلب المطلي بالإيبوكسي

A934/A934M-13—Standard Specification for EpoxyCoated Prefabricated Steel Reinforcing Bars

A934 / A934M-13 - المواصفة القياسية لقضبان التسليح المصنوعة من الصلب مسبقة الإيبوكسي المقواة

COMMENTARY REFERENCES

ITG 7-09—Specification for Tolerances for Precast Concrete

ITG 7-09 - مواصفات التفاوتات للخرسانة سابقة الصب

SP-2(07)—Manual of Concrete Inspection, Tenth Edition

SP-2 (07) - دليل تفتيش الخرسانة ، الطبعة العاشرة

SP-4(05)—Formwork for Concrete, Seventh Edition

SP-4 (05) - أعمال صب الخرسانة ، الطبعة السابعة

SP-17(09)—ACI Design Handbook

SP-17 (09) - تصميم كتيب ACI

SP-66(04)—ACI Detailing Manual

SP-66 (04) - دليل تفصيل ACI

American Institute of Steel Construction (AISC)

341-10—Seismic Provisions for Structural Steel Buildings 360-

10—Specification for Structural Steel Buildings

المعهد الأمريكي للإنشاءات الحديدية (AISC)
341-10 - أحكام زلزالية لمباني الصلب الإنشائية
360-10 - مواصفات المباني الفولاذية الإنشائية

American Iron and Steel Institute (AISI)

D100-08—Cold-Formed Steel Design Manual

S100-07—North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members

المعهد الأمريكي للحديد والصلب (AISI)
D100-08 - دليل تصميم فولاذي مشكل على البارد
S100-07 - مواصفة أمريكا الشمالية لتصميم أعضاء الهيكل الصلب المصنوع على البارد

American Society of Civil Engineers (ASCE)

7-10—Minimum Design Loads for Buildings and Other Structure

الجمعية الأمريكية للمهندسين المدنيين (ASCE)
7-10 - الحد الأدنى من تصميم الأحمال للمباني والهيكل الآخر

American Society of Mechanical Engineers (ASME)

B1.1-03—Unified Inch Screw Threads (UN and UNR Thread Form)

B18.2.1-96—Square and Hex Bolts and Screws, Inch Series

B18.2.6-96—Fasteners for Use in Structural Applications B31.1-92—Power Piping

B31.3-90—Chemical Plant and Petroleum Refinery Piping

COMMENTARY REFERENCES

A955/A955M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Bars for Concrete Reinforcement

A955 / A955M-14 - المواصفة القياسية لقضبان الفولاذ المقاوم للصدأ المشوهة والبسيطة للتسليح الخرساني

A970/A970M-13a—Standard Specification for Headed Steel Bars for Concrete Reinforcement, including Annex A1 Requirements for Class HA Head Dimensions

A970 / A970M-13a - المواصفة القياسية للقضبان الفولاذية الرأسية لتسليح الخرسانة ، بما في ذلك متطلبات الملحق A1 لأبعاد رأس فئة HA

A996/A996M-14—Standard Specification for Rail-Steel and Axle-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement

A996 / A996M-14 - المواصفة القياسية للقضبان المشفرة الحديدية والصلب والمحور للخرسانة المسلحة

A1022/A1022M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Wire and Welded Wire for Concrete Reinforcement

A1022 / A1022M-14 - المواصفة القياسية لأسلاك الفولاذ غير القابل للصدأ المشوه والصلب والأسلاك الملحومة لتسليح الخرسانة

COMMENTARY REFERENCES

الجمعية الأمريكية للمهندسين الميكانيكيين (ASME)
 - B1.1-03 خيوط برغي موحد بوصة (UN & UNR Thread Form)
 - B18.2.1-96 براغي ومسامير ملولبة ومسدس ، سلسلة بوصة
 - B18.2.6-96 مثبتات للاستخدام في التطبيقات الهيكلية - B31.1-92 أنابيب الكهرياء
 - B31.3-90 أنابيب تكرير البترول ومصنع الكيماويات

American Welding Society (AWS)

D1.1/D1.1M:2010—Structural Welding Code – Steel
 D1.4/D1.4M:2005—Structural Welding Code – Reinforcing Steel

جمعية اللحام الأمريكية (AWS)
 - D1.1 / D1.1M: 2010 كود اللحام الهيكلي – الفولاذ
 - D1.4 / D1.4M: 2005 كود اللحام الهيكلي - حديد التسليح

ASTM International

A36/A36M-12—Standard Specification for Carbon Structural Steel

الجمعية الدولية
 - A36 / A36M-12 المواصفات القياسية للصلب الكربوني الهيكلي

C173/C173M-14—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Volumetric Method

- C173 / C173M-14 طريقة الاختبار القياسية لمحتوى الهواء من الخرسانة المختلطة طريقاً بالطريقة الحجمية

C231/C231M-14—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method

- C231 / C231M-14 طريقة الاختبار القياسية لمحتوى الهواء للخرسانة الطرية بطريقة الضغط

C330/C330M-14—Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete

- C330 / C330M-14 المواصفة القياسية للركام خفيفة الوزن للخرسانة الإنشائية

C469/C469M-10—Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression

- C469 / C469M-10 الطريقة القياسية لاختبار المعامل الثابت لمرونة ونسبة Poisson للخرسانة في الضغط

C494/C494M-13—Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete

- C494 / C494M-13 المواصفة القياسية للاختلاطات الكيميائية للخرسانة

C567/567M-14—Standard Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete

- C567 / 567M-14 طريقة الاختبار القياسية لتحديد الكثافة للخرسانة الهيكلية خفيفة الوزن

COMMENTARY REFERENCES

الجمعية الأمريكية للمهندسين الميكانيكيين (ASME)
 - B1.1-03 خيوط برغي موحد بوصة (UN & UNR Thread Form)
 - B18.2.1-96 براغي ومسامير ملولبة ومسدس ، سلسلة بوصة
 - B18.2.6-96 مثبتات للاستخدام في التطبيقات الهيكلية - B31.1-92 أنابيب الكهرياء
 - B31.3-90 أنابيب تكرير البترول ومصنع الكيماويات

American Welding Society (AWS)

D1.1/D1.1M:2010—Structural Welding Code – Steel
 D1.4/D1.4M:2005—Structural Welding Code – Reinforcing Steel

جمعية اللحام الأمريكية (AWS)
 - D1.1 / D1.1M: 2010 كود اللحام الهيكلي – الفولاذ
 - D1.4 / D1.4M: 2005 كود اللحام الهيكلي - حديد التسليح

ASTM International

A36/A36M-12—Standard Specification for Carbon Structural Steel

الجمعية الدولية
 - A36 / A36M-12 المواصفات القياسية للصلب الكربوني الهيكلي

C173/C173M-14—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Volumetric Method

- C173 / C173M-14 طريقة الاختبار القياسية لمحتوى الهواء من الخرسانة المختلطة طريقاً بالطريقة الحجمية

C231/C231M-14—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method

- C231 / C231M-14 طريقة الاختبار القياسية لمحتوى الهواء للخرسانة الطرية بطريقة الضغط

C330/C330M-14—Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete

- C330 / C330M-14 المواصفة القياسية للركام خفيفة الوزن للخرسانة الإنشائية

C469/C469M-10—Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression

- C469 / C469M-10 الطريقة القياسية لاختبار المعامل الثابت لمرونة ونسبة Poisson للخرسانة في الضغط

C494/C494M-13—Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete

- C494 / C494M-13 المواصفة القياسية للاختلاطات الكيميائية للخرسانة

C567/567M-14—Standard Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete

- C567 / 567M-14 طريقة الاختبار القياسية لتحديد الكثافة للخرسانة الهيكلية خفيفة الوزن

COMMENTARY REFERENCES

C595/C595M-14—Standard Specification for Blended Hydraulic Cements

- C595 / C595M-14 المواصفات القياسية للخرسانة الهيدروليكية الممزوجة

C618-12a—Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete

- C618 - 12a المواصفة القياسية للرماد المتطاير الفحمي والبوزولان الخام أو المكلس الطبيعي للاستخدام في الخرسانة

C685/C685M-11—Standard Specification for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing

- C685 / C685M-11 المواصفات القياسية للخرسانة المصنوعة بواسطة الخلط الحجمي والاختلاط المستمر

C803/803M-03(2010)—Standard Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete

- C803 / 803M-03 (2010) طريقة الاختبار القياسية لمقاومة اختراق الخرسانة المتصلدة

C805/C805M-08—Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete

- C805 / C805M-08 الطريقة القياسية لاختبار عدد الخرسانة المرتدة

C845/C845M-12—Standard Specification for Expansive Hydraulic Cement

- C845 / C845M-12 المواصفات القياسية للإسمنت الهيدروليكي الموسع

C873/873CM-10a—Standard Test Method for Compressive Strength of Concrete Cylinders Cast in Place in Cylindrical Molds

- C873 / 873CM-10a طريقة الاختبار القياسية للقوة الضاغطة للأسطوانات الخرسانية المصبوبة في مكان في قوالب أسطوانية

C900-06—Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete

- C900-06 طريقة الاختبار القياسية لقوة الانسحاب من الخرسانة المتصلدة

C989/C989M-13—Standard Specification for Slag Cement for Use in Concrete and Mortars

- C989 / C989M-13 المواصفة القياسية لخبت الإسمنت المستخدم في الخرسانة المورتر

C1012/C1012M-13—Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution

- C1012 / C1012M-13 طريقة الاختبار القياسية لتغيير طول المورتر الاسمنتي المكشوفة محلول الكبريتات

COMMENTARY REFERENCES

C94/C94M-14—Standard Specification for Ready-Mixed Concrete

- C94 / C94M-14 المواصفات القياسية للخرسانة الجاهزة

C150/C150M-12—Standard Specification for Portland Cement

- C150 / C150M-12 المواصفات القياسية للأسمنت البورتلاندي

C172/C172M-14—Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete

- C172 / C172M-14 الممارسة القياسية لأخذ عينات الخرسانة المختلطة طرية

Federal Emergency Management Agency (FEMA)

P749-10—Earthquake-Resistant Design Concepts: An Introduction to the NEHRP Recommended Provisions Seismic Provisions

الوكالة الفيدرالية لإدارة الطوارئ (FEMA)
- P749-10 مفاهيم التصميم المقاوم للزلازل: مقدمة لأحكام NEHRP الموصى بها أحكام زلزالية

P750-10—NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures (2009 edition)

— NEHRP P750-10 أوصى بأحكام زلزالية للمباني الجديدة والهياكل الأخرى (طبعة 2009)

P751-12—NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples (2009 edition)

— NEHRP P751-12 وأوصت بأحكام الزلازل: أمثلة التصميم (طبعة 2009)

International Code Council (ICC)

2012 IBC—International Building Code

مجلس القانون الدولي (ICC)
- 2012 IBC كود البناء الدولي

National Fire Protection Association (NFPA)

5000-2012—Building Construction Safety Code

الرابطة الوطنية للحماية من الحرائق (NFPA)
- 5000-2012 قانون سلامة البناء

Portland Cement Association (PCA)

EB001.15-11—Design and Control of Concrete Mixtures, 15th edition

رابطة أسمنت بورتلاند (PCA)
- EB001.15-11 تصميم ومراقبة الخلطات الخرسانية ، الطبعة الخامسة عشر

COMMENTARY REFERENCES

C1017/C1017M-13—Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete

C1017 / C1017M-13 - المواصفة القياسية للاختلاطات الكيميائية للاستخدام في إنتاج الخرسانة المتدفقة

C1074-11—Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method

C1074 - 11 الممارسة القياسية لتقدير مقاومة الخرسانة باستخدام طريقة النضج

C1077-14—Standard Practice for Laboratories Testing Concrete and Concrete Aggregates for Use in Construction and Criteria for Testing Agency Evaluation

C1077-14 - الممارسة القياسية للمختبرات اختبار الركام الخرساني للاستخدام في التشييد والمعايير لاختبار تقييم الوكالة

C1157/C1157M-11—Standard Performance Specification for Hydraulic Cement

C1157 / C1157M-11 - مواصفات الأداء القياسية للأسمنت الهيدروليكي

C1202-10—Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration

C1202-10 - طريقة الاختبار القياسية للإشارة الكهربائية لقدرة الخرسانة على مقاومة اختراق أيون الكلوريد

C1218/C1218M-99(2008)—Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete

C1218 / C1218M-99 (2008) - طريقة الاختبار القياسية لكلوريد قابل للذوبان في الماء في الملاط والخرسانة

C1240-14—Standard Specification for Silica Fume Used in Cementitious Mixtures

C1240-14 - المواصفات القياسية لأفران السليكا المستخدمة في الخلطات الأسمنتية

C1602/C1602M-12—Standard Specification for Mixing Water Used in Production of Hydraulic Cement Concrete

C1602 / C1602M-12 - المواصفات القياسية لخلط المياه المستخدمة في إنتاج خرسانة الأسمنت الهيدروليكية

C1609/C1609M-12—Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading)

C1609 / C1609M-12 - طريقة الاختبار القياسية للأداء المرن للخرسانة المسلحة بالألياف (باستخدام الحزمة مع تحميل النقاط الثالثة)

D3665-07e1—Standard Practice for Random Sampling of Construction Materials

D3665-07e1 - الممارسة القياسية لأخذ عينات عشوائية من مواد البناء

COMMENTARY REFERENCES

Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI)

MNL 116-99—Manual for Quality Control for Plants and Production of Structural Precast Concrete Products MNL 117-13—Manual for Quality Control for Plants and Production of Architectural Precast Concrete Products

MNL 120-10—PCI Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete, Seventh Edition

MNL 123-88—Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete

معهد الخرسانة مسبقة الصب / المسبق الإجهاد (PCI)
MNL 116-99 - دليل مراقبة الجودة للنباتات وإنتاج منتجات الخرسانة سابقة الصب مسبق الصنع

MNL 117-13 - دليل مراقبة الجودة للنباتات وإنتاج منتجات الخرسانة سابقة الصب مسبق الصب

MNL 120-10 - كتيب تصميم PCI الخرسانة سابقة الصب مسبق الإجهاد ، الطبعة السابعة

MNL 123-88 - تصميم وتفصيل نموذجية لاتصالات الخرسانة سابقة الصب والخرسانة مسبقة الإجهاد

Post-Tensioning Institute (PTI)

DC10.5-12—Standard Requirements for Design and Analysis of Shallow Post-Tensioned Concrete Foundations of Expansive Soils

M50.3-12—Guide Specification for Grouted Post Tensioning

M55.1-12—Specification for Grouting of Post-Tensioned Structures

TAB.1-06—Post-Tensioning Manual, Sixth Edition

معهد ما بعد التوتر (PTI)
DC10.5-12 - المتطلبات القياسية لتصميم وتحليل الأسس الخرسانية الضحلة بعد التضييق للتربة الموسعة

M50.3-12 - دليل المواصفات للتشظية بعد التشوه

M55.1-12 - مواصفات لحقن الهياكل بعد الشد

TAB.1-06 - دليل ما بعد التشديد ، الطبعة السادسة

Steel Deck Institute (SDI)

C-2011—Standard for Composite Steel Floor Deck – Slabs NC-2010—Standard for Non-Composite Steel Floor Deck

معهد سطح صلب (SDI)
C-2011 - قياسي لمطحنة أرضية من الصلب المركب - بلاطة
NC-2010 - معيار لسطح الطابق الفولاذي غير المركب

COMMENTARY REFERENCES

F1554-07a ϵ 1—Standard Specification for Anchor Bolts, Steel, 36, 55, and 105-ksi Yield Strength

، 55 ، 36 ، الصلب ، المراساة ، المواصفات القياسية للبراغي مرساة ، **F1554 - 07a ϵ 1** -
و **105-ksi** قوة الخضوع

Authored documents

الوثائق المؤلفة

AC303, 2011, “Acceptance Criteria for Post-Tensioning Anchorages and Couplers of Prestressed Concrete,” Apr. 2011, editorially revised Aug. 2012, ICC-ES Evaluation Service, LLC, Whittier, CA.

ACI Committee 318, 1999, “Closure to Public Comments on ACI 318-99,” Concrete International, V. 21, No. 5, May, pp. 318-1 to 318-50.

ACI Committee 408, 1966, “Bond Stress—The State of the Art,” ACI Journal Proceedings, V. 63, No. 11, Nov., pp. 1161-1188.

ACI Committee 435, 1966, “Deflections of Reinforced Concrete Flexural Members (ACI 435.2R-66),” ACI Journal Proceedings, V. 63, No. 6, June, pp. 637-674.

APPENDIX A—STEEL REINFORCEMENT INFORMATION

As an aid to users of the ACI Building Code, information on sizes, areas, and weights of various steel reinforcement is presented.

ASTM STANDARD REINFORCING BARS

Bar size, no.	Nominal diameter, in.	Nominal area, in. ²	Nominal weight, lb/ft
3	0.375	0.11	0.376
4	0.500	0.20	0.668
5	0.625	0.31	1.043
6	0.750	0.44	1.502
7	0.875	0.60	2.044
8	1.000	0.79	2.670
9	1.128	1.00	3.400
10	1.270	1.27	4.303
11	1.410	1.56	5.313
14	1.693	2.25	7.65
18	2.257	4.00	13.60

ASTM STANDARD PRESTRESSING STRANDS, WIRES, AND BARS

Type*	Nominal diameter, in.	Nominal area, in. ²	Nominal weight, lb/ft
Seven-wire strand (Grade 250)	1/4 (0.250)	0.036	0.122
	5/16 (0.313)	0.058	0.197
	3/8 (0.375)	0.080	0.272
	7/16 (0.438)	0.108	0.367
	1/2 (0.500)	0.144	0.490
Seven-wire strand (Grade 270)	(0.600)	0.216	0.737
	3/8 (0.375)	0.085	0.290
	7/16 (0.438)	0.115	0.390
	1/2 (0.500)	0.153	0.520
	(0.520)	0.167	0.570
Prestressing wire	(0.563)	0.192	0.650
	(0.600)	0.217	0.740
	(0.620)	0.231	0.780
	(0.700)	0.294	1.000
	0.192	0.029	0.098
Prestressing bars (Type I, plain)	0.196	0.030	0.102
	0.250	0.049	0.170
	0.276	0.060	0.204
	3/4	0.44	1.50
	7/8	0.60	2.04
Prestressing bars (Type II, deformed)	1	0.78	2.67
	1-1/8	0.99	3.38
	1-1/4	1.23	4.17
	1-3/8	1.48	5.05
	5/8	0.28	0.98
Prestressing bars (Type II, deformed)	3/4	0.42	1.49
	1	0.85	3.01
	1-1/4	1.25	4.39
	1-3/8	1.58	5.56
	1-3/4	2.58	9.10
Prestressing bars (Type II, deformed)	2-1/2	5.16	18.20
	3	6.85	24.09

*Availability of some strand, wire, and bar sizes should be investigated in advance.

WRI STANDARD WIRE REINFORCEMENT*

W & D size		Nominal diameter, in.	Nominal area, in. ²	Nominal weight, lb/ft	Area, in. ² /ft of width for various spacings						
				Center-to-center spacing, in.							
					2	3	4	6	8	10	12
Plain	Deformed				2	3	4	6	8	10	12
W31	D31	0.628	0.310	1.054	1.86	1.24	0.93	0.62	0.46	0.37	0.31
W30	D30	0.618	0.300	1.020	1.80	1.20	0.90	0.60	0.45	0.36	0.30
W28	D28	0.597	0.280	0.952	1.68	1.12	0.84	0.56	0.42	0.33	0.28
W26	D26	0.575	0.260	0.884	1.56	1.04	0.78	0.52	0.39	0.31	0.26
W24	D24	0.553	0.240	0.816	1.44	0.96	0.72	0.48	0.36	0.28	0.24
W22	D22	0.529	0.220	0.748	1.32	0.88	0.66	0.44	0.33	0.26	0.22
W20	D20	0.505	0.200	0.680	1.20	0.80	0.60	0.40	0.30	0.24	0.20
W18	D18	0.479	0.180	0.612	1.08	0.72	0.54	0.36	0.27	0.21	0.18
W16	D16	0.451	0.160	0.544	0.96	0.64	0.48	0.32	0.24	0.19	0.16
W14	D14	0.422	0.140	0.476	0.84	0.56	0.42	0.28	0.21	0.16	0.14
W12	D12	0.391	0.120	0.408	0.72	0.48	0.36	0.24	0.18	0.14	0.12
W11	D11	0.374	0.110	0.374	0.66	0.44	0.33	0.22	0.16	0.13	0.11
W10.5		0.366	0.105	0.357	0.63	0.42	0.315	0.21	0.15	0.12	0.105
W10	D10	0.357	0.100	0.340	0.60	0.40	0.30	0.20	0.15	0.12	0.10
W9.5		0.348	0.095	0.323	0.57	0.38	0.285	0.19	0.14	0.11	0.095
W9	D9	0.338	0.090	0.306	0.54	0.36	0.27	0.18	0.13	0.10	0.09
W8.5		0.329	0.085	0.289	0.51	0.34	0.255	0.17	0.12	0.10	0.085
W8	D8	0.319	0.080	0.272	0.48	0.32	0.24	0.16	0.12	0.09	0.08
W7.5		0.309	0.075	0.255	0.45	0.30	0.225	0.15	0.11	0.09	0.075
W7	D7	0.299	0.070	0.238	0.42	0.28	0.21	0.14	0.10	0.08	0.07
W6.5		0.288	0.065	0.221	0.39	0.26	0.195	0.13	0.09	0.07	0.065
W6	D6	0.276	0.060	0.204	0.36	0.24	0.18	0.12	0.09	0.07	0.06
W5.5		0.265	0.055	0.187	0.33	0.22	0.165	0.11	0.08	0.06	0.055
W5	D5	0.252	0.050	0.170	0.30	0.20	0.15	0.10	0.07	0.06	0.05
W4.5		0.239	0.045	0.153	0.27	0.18	0.135	0.09	0.06	0.05	0.045
W4	D4	0.226	0.040	0.136	0.24	0.16	0.12	0.08	0.06	0.04	0.04
W3.5		0.211	0.035	0.119	0.21	0.14	0.105	0.07	0.05	0.04	0.035
W3		0.195	0.030	0.102	0.18	0.12	0.09	0.06	0.04	0.03	0.03
W2.9		0.192	0.029	0.098	0.174	0.116	0.087	0.058	0.04	0.03	0.029
W2.5		0.178	0.025	0.085	0.15	0.10	0.075	0.05	0.03	0.03	0.025
W2		0.160	0.020	0.068	0.12	0.08	0.06	0.04	0.03	0.02	0.02
W1.4		0.134	0.014	0.049	0.084	0.056	0.042	0.028	0.02	0.01	0.014

*Reference "Structural Welded Wire Reinforcement Manual of Standard Practice," Wire Reinforcement Institute, Hartford, CT, sixth edition, Apr., 2001, 38 pp.

**APPENDIX B—EQUIVALENCE BETWEEN SI-METRIC,
MKS-METRIC, AND U.S. CUSTOMARY UNITS OF NONHOMOGENOUS EQUATIONS IN THE CODE**

Provision number	SI-metric stress in MPa	mks-metric stress in kgf/cm ²	U.S. Customary units stress in pounds per square inch (psi)
	1 MPa	10 kgf/cm ²	145 psi
	$f'_c = 21$ MPa	$f'_c = 210$ kgf/cm ²	$f'_c = 3000$ psi
	$f'_c = 28$ MPa	$f'_c = 280$ kgf/cm ²	$f'_c = 4000$ psi
	$f'_c = 35$ MPa	$f'_c = 350$ kgf/cm ²	$f'_c = 5000$ psi
	$f'_c = 40$ MPa	$f'_c = 420$ kgf/cm ²	$f'_c = 6000$ psi
	$f_y = 280$ MPa	$f_y = 2800$ kgf/cm ²	$f_y = 40,000$ psi
	$f_y = 420$ MPa	$f_y = 4200$ kgf/cm ²	$f_y = 60,000$ psi
	$f_{pu} = 1725$ MPa	$f_{pu} = 17,600$ kgf/cm ²	$f_{pu} = 250,000$ psi
	$f_{pu} = 1860$ MPa	$f_{pu} = 19,000$ kgf/cm ²	$f_{pu} = 270,000$ psi
	$\sqrt{f'_c}$ in MPa	$3.18 \sqrt{f'_c}$ in kgf/cm ²	$12 \sqrt{f'_c}$ in psi
	$0.313 \sqrt{f'_c}$ in MPa	$\sqrt{f'_c}$ in kgf/cm ²	$3.77 \sqrt{f'_c}$ in psi
	$0.083 \sqrt{f'_c}$ in MPa	$0.27 \sqrt{f'_c}$ in kgf/cm ²	$\sqrt{f'_c}$ in psi
	$0.17 \sqrt{f'_c}$ in MPa	$0.53 \sqrt{f'_c}$ in kgf/cm ²	$2 \sqrt{f'_c}$ in psi
6.6.4.5.4	$M_{2,min} = P_u(15 + 0.03h)$	$M_{2,min} = P_u(1.5 + 0.03h)$	$M_{2,min} = P_u(0.6 + 0.03h)$
7.3.1.1.1	$\left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right)$	$\left(0.4 + \frac{f_y}{7000}\right)$	$\left(0.4 + \frac{f_y}{100,000}\right)$
7.3.1.1.2	$(1.65 - 0.0003w_c) \geq 1.09$	$(1.65 - 0.0003w_c) \geq 1.09$	$(1.65 - 0.005w_c) \geq 1.09$
7.6.1.1	$\frac{0.0018 \times 420}{f_y} A_s$	$\frac{0.0018 \times 4200}{f_y} A_s$	$\frac{0.0018 \times 60,000}{f_y} A_s$
7.7.3.5(c)	$0.41 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$4.2 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$60 \frac{b_w s}{f_{yt}}$
8.3.1.2(b)(c)	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 125 \text{ mm}$	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14,000}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 12.5 \text{ cm}$	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{200,000}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 5 \text{ in.}$
8.3.1.2(d)(e)	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14,000}\right)}{36 + 9\beta} \geq 9 \text{ cm}$	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{200,000}\right)}{36 + 9\beta} \geq 3.5 \text{ in.}$
8.3.4.1	$f_t \leq 0.50 \sqrt{f'_c}$	$f_t \leq 1.6 \sqrt{f'_c}$	$f_t \leq 6 \sqrt{f'_c}$
8.6.1.1	$\frac{0.0018 \times 420}{f_y} A_s$	$\frac{0.0018 \times 4200}{f_y} A_s$	$\frac{0.0018 \times 60,000}{f_y} A_s$
8.6.2.3	$0.17 \sqrt{f'_c}$ $0.50 \sqrt{f'_c}$	$0.53 \sqrt{f'_c}$ $1.6 \sqrt{f'_c}$	$2 \sqrt{f'_c}$ $6 \sqrt{f'_c}$
8.7.5.6.3.1(a) and (b)	$A_s = \frac{0.37 \sqrt{f'_c} b_w d}{f_y}$ $A_s = \frac{2.1 b_w d}{f_y}$	$A_s = \frac{1.2 \sqrt{f'_c} b_w d}{f_y}$ $A_s = \frac{2.1 b_w d}{f_y}$	$A_s = \frac{4.5 \sqrt{f'_c} b_w d}{f_y}$ $A_s = \frac{300 b_w d}{f_y}$

8.7.7.1.2	$\phi 0.5 \sqrt{f'_c}$	$\phi 1.6 \sqrt{f'_c}$	$\phi 6 \sqrt{f'_c}$
9.3.1.1.1	$\left(0.4 + \frac{f_y}{700} \right)$	$\left(0.4 + \frac{f_y}{7000} \right)$	$\left(0.4 + \frac{f_y}{100,000} \right)$
9.3.1.1.2	$(1.65 - 0.0003w_c) \geq 1.09$	$(1.65 - 0.0003w_c) \geq 1.09$	$(1.65 - 0.005w_c) \geq 1.09$
9.6.1.2(a) and (b)	$\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$ $\frac{1.4}{f_y} b_w d$	$\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$ $\frac{14}{f_y} b_w d$	$\frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$ $\frac{200}{f_y} b_w d$
9.6.3.1	$V_u \leq \phi 0.17 \sqrt{f'_c} b_w d$	$V_u \leq \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$	$V_u \leq \phi 2 \sqrt{f'_c} b_w d$
9.6.3.3	$A_{v,min} \geq 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0.75 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq \frac{50 b_w s}{f_{yt}}$
9.6.4.2(a) and (b)	$(A_v + 2A_t)/s \geq 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$ $(A_v + 2A_t)/s \geq \frac{0.35 b_w}{f_{yt}}$	$(A_v + 2A_t)/s \geq 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$ $(A_v + 2A_t)/s \geq \frac{3.5 b_w}{f_{yt}}$	$(A_v + 2A_t)/s \geq 0.75 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$ $(A_v + 2A_t)/s \geq \frac{50 b_w}{f_{yt}}$
9.6.4.3(a) and (b)	$A_{\ell,min} \leq \frac{0.42\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$ $A_{\ell,min} \leq \frac{0.42\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{0.175 b_w}{f_{yt}} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$	$A_{\ell,min} \leq \frac{1.33\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$ $A_{\ell,min} \leq \frac{1.33\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{25 b_w}{f_{yt}} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$	$A_{\ell,min} \leq \frac{5\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$ $A_{\ell,min} \leq \frac{5\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{25 b_w}{f_{yt}} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$
9.7.3.5(c)	$0.41 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$4.2 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$60 \frac{b_w s}{f_{yt}}$
9.7.6.2.2	$0.33 \sqrt{f'_c} b_w d$	$1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$	$4 \sqrt{f'_c} b_w d$
9.9.2.1	$V_u \leq \phi 0.83 \sqrt{f'_c} b_w d$	$V_u \leq \phi 2.65 \sqrt{f'_c} b_w d$	$V_u \leq \phi 10 \sqrt{f'_c} b_w d$
10.6.2.2	$A_{v,min} \geq 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0.75 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq \frac{50 b_w s}{f_{yt}}$
10.7.6.5.2	$0.33 \sqrt{f'_c} b_w d$	$1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$	$4 \sqrt{f'_c} b_w d$
11.5.4.3	$0.83 \sqrt{f'_c} h d$	$2.65 \sqrt{f'_c} h d$	$10 \sqrt{f'_c} h d$
11.5.4.5 and 11.5.4.6 (a)	$0.17 \lambda \sqrt{f'_c} h d$	$0.53 \lambda \sqrt{f'_c} h d$	$2 \lambda \sqrt{f'_c} h d$

11.5.4.6(b)	$0.17 \left(1 + \frac{0.29 N_u}{A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$	$0.53 \left(1 + \frac{N_u}{35 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$	$2 \left(1 + \frac{N_u}{500 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$
11.5.4.6(d)	$V_c = 0.27 \lambda \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 \ell_w}$	$V_c = 0.88 \lambda \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 \ell_w}$	$V_c = 3.3 \lambda \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 \ell_w}$
11.5.4.6(e)	$V_c = \left[0.05 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left(0.1 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{0.2 N_u}{\ell_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] h d$	$V_c = \left[0.16 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left(0.33 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{0.2 N_u}{\ell_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] h d$	$V_c = \left[0.6 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left(1.25 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{0.2 N_u}{\ell_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] h d$
12.5.3.3	$\sqrt{f'_c} \leq 8.3 \text{ MPa}$	$\sqrt{f'_c} \leq 27 \text{ kgf/cm}^2$	$\sqrt{f'_c} \leq 100 \text{ psi}$
12.5.3.4	$V_u \leq \phi 0.66 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ $\sqrt{f'_c} \leq 8.3 \text{ MPa}$	$V_u \leq \phi 2.1 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ $\sqrt{f'_c} \leq 27 \text{ kgf/cm}^2$	$V_u \leq \phi 8 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ $\sqrt{f'_c} \leq 100 \text{ psi}$
14.5.2.1a	$M_n = 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} S_m$	$M_n = 1.33 \lambda \sqrt{f'_c} S_m$	$M_n = 5 \lambda \sqrt{f'_c} S_m$
14.5.4.1(a)	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \leq \phi 0.42 \lambda \sqrt{f'_c}$	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \leq \phi 1.33 \lambda \sqrt{f'_c}$	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \leq \phi 5 \lambda \sqrt{f'_c}$
14.5.5.1(a)	$V_n = 0.11 \lambda \sqrt{f'_c} b_w h$	$V_n = 0.35 \lambda \sqrt{f'_c} b_w h$	$V_n = \frac{4}{3} \lambda \sqrt{f'_c} b_w h$
14.5.5.1(b) and (c)	$V_n = 0.11 \left[1 + \frac{2}{\beta} \right] \lambda \sqrt{f'_c} b_o h$ $V_n = 0.22 \lambda \sqrt{f'_c} b_o h$	$V_n = 0.35 \left[1 + \frac{2}{\beta} \right] \lambda \sqrt{f'_c} b_o h$ $V_n = 0.71 \lambda \sqrt{f'_c} b_o h$	$V_n = \left[1 + \frac{2}{\beta} \right] \frac{4}{3} \lambda \sqrt{f'_c} b_o h$ $V_n = 2 \left(\frac{4}{3} \lambda \sqrt{f'_c} b_o h \right)$
15.4.2	$A_{v,min} \geq 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0.75 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 50 \frac{b_w s}{f_{yt}}$
16.4.4.1	$\phi(3.5 b_v d)$	$\phi(35 b_v d)$	$\phi(500 b_v d)$
16.4.4.2	$\lambda \left(1.8 + 0.6 \frac{A_v f_{yt}}{b_v s} \right) b_v d$ $3.5 b_v d$ $0.55 b_v d$	$\lambda \left(18 + 0.6 \frac{A_v f_{yt}}{b_v s} \right) b_v d$ $35 b_v d$ $5.6 b_v d$	$\lambda \left(260 + 0.6 \frac{A_v f_{yt}}{b_v s} \right) b_v d$ $500 b_v d$ $80 b_v d$
16.4.6.1	$A_{v,min} \geq 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0.75 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 50 \frac{b_w s}{f_{yt}}$
16.5.2.4(b) and (c)	$(3.3 + 0.08 f'_c) b_w d$ $11 b_w d$	$(34 + 0.08 f'_c) b_w d$ $110 b_w d$	$(480 + 0.08 f'_c) b_w d$ $1600 b_w d$

16.5.2.5(b)	$\left(5.5 - 1.9 \frac{a_v}{d}\right) b_w d$	$\left(55 - 20 \frac{a_v}{d}\right) b_w d$	$\left(800 - 280 \frac{a_v}{d}\right) b_w d$
17.4.2.2a	$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$ $k_c = 10 \text{ or } 7$	$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$ $k_c = 10 \text{ or } 7$	$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$ $k_c = 24 \text{ or } 17$
17.4.2.2b	$N_b = 3.9 \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3}$	$N_b = 5.8 \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3}$	$N_b = 16 \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3}$
17.4.4.1	$N_{sb} = 13 c_{a1} \sqrt{A_{brg}} \lambda_a \sqrt{f'_c}$	$N_{sb} = 42.5 c_{a1} \sqrt{A_{brg}} \lambda_a \sqrt{f'_c}$	$N_{sb} = 160 c_{a1} \sqrt{A_{brg}} \lambda_a \sqrt{f'_c}$
17.4.5.1d	$10 d_a \sqrt{\frac{\tau_{cr}}{7.6}}$	$10 d_a \sqrt{\frac{\tau_{cr}}{76}}$	$10 d_a \sqrt{\frac{\tau_{cr}}{1100}}$
17.5.2.2a	$V_b = 0.6 \left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$	$V_b = 1.9 \left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$	$V_b = 7 \left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$
17.5.2.2b	$V_b = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$	$V_b = 3.8 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$	$V_b = 9 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$
17.5.2.3	$V_b = 0.66 \left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$	$V_b = 2.1 \left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$	$V_b = 8 \left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$
18.7.5.2	$f'_c > 70 \text{ MPa}$	$f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$	$f'_c > 10,000 \text{ psi}$
18.7.5.3	$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right)$	$s_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3}\right)$	$s_o = 4 + \left(\frac{14 - h_x}{3}\right)$
18.7.5.4(a)	$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0$	$k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1.0$	$k_f = \frac{f'_c}{25,000} + 0.6 \geq 1.0$
18.8.4.1	$1.7 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$ $1.2 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$ $1.0 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$	$5.3 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$ $4.0 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$ $3.2 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$	$20 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$ $15 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$ $12 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$
18.8.5.1	$\ell_{dh} = f_y d_b / (5.4 \lambda \sqrt{f'_c})$	$\ell_{dh} = f_y d_b / (17 \lambda \sqrt{f'_c})$	$\ell_{dh} = f_y d_b / (65 \lambda \sqrt{f'_c})$
18.10.2.1	$0.083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$	$0.27 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$	$A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$
18.10.2.2	$0.17 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$	$0.53 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$	$2 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$
18.10.4.1	$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho f_y)$ $\alpha_c = 0.25 \text{ for } \frac{h_w}{\ell_w} \leq 1.5$ $\alpha_c = 0.17 \text{ for } \frac{h_w}{\ell_w} \geq 2.0$	$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho f_y)$ $\alpha_c = 0.80 \text{ for } \frac{h_w}{\ell_w} \leq 1.5$ $\alpha_c = 0.53 \text{ for } \frac{h_w}{\ell_w} \geq 2.0$	$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho f_y)$ $\alpha_c = 3.0 \text{ for } \frac{h_w}{\ell_w} \leq 1.5$ $\alpha_c = 2.0 \text{ for } \frac{h_w}{\ell_w} \geq 2.0$
18.10.4.4	$0.66 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ $0.83 A_{cw} \sqrt{f'_c}$	$2.12 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ $2.65 A_{cw} \sqrt{f'_c}$	$8 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ $10 A_{cw} \sqrt{f'_c}$
18.10.4.5	$0.83 A_{cw} \sqrt{f'_c}$	$2.65 A_{cw} \sqrt{f'_c}$	$10 A_{cw} \sqrt{f'_c}$
18.10.6.5(a)	$28/f_y$	$28/f_y$	$400/f_y$
18.10.6.5(b)	$0.083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$	$0.27 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$	$A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$

18.10.7.2	$0.33\lambda\sqrt{f'_c} A_{cw}$	$1.1\lambda\sqrt{f'_c} A_{cw}$	$4\lambda\sqrt{f'_c} A_{cw}$
18.10.7.4	$V_n = 2A_{vd}f_y\sin\alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c} A_{cw}$	$V_n = 2A_{vd}f_y\sin\alpha \leq 2.65\sqrt{f'_c} A_{cw}$	$V_n = 2A_{vd}f_y\sin\alpha \leq 10\sqrt{f'_c} A_{cw}$
18.12.7.6(b)	$A_{v,min} \geq 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0.75\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $A_{v,min} \geq \frac{50b_w s}{f_{yt}}$
18.12.9.1	$V_n = A_{cv}(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_l f_y)$	$V_n = A_{cv}(0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_l f_y)$	$V_n = A_{cv}(2\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_l f_y)$
18.12.9.2	$0.66A_{cv}\sqrt{f'_c}$	$2.12A_{cv}\sqrt{f'_c}$	$8A_{cv}\sqrt{f'_c}$
18.14.5.1	$0.29\sqrt{f'_c}$	$0.93\sqrt{f'_c}$	$3.5\sqrt{f'_c}$
19.2.2.1(a)	$E_c = w_c^{1.5} 0.043\sqrt{f'_c}$	$E_c = w_c^{1.5} 0.14\sqrt{f'_c}$	$E_c = w_c^{1.5} 33\sqrt{f'_c}$
19.2.2.1(b)	$E_c = 4700\sqrt{f'_c}$	$E_c = 15,100\sqrt{f'_c}$	$E_c = 57,000\sqrt{f'_c}$
19.2.3.1	$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c}$	$f_r = 2\lambda\sqrt{f'_c}$	$f_r = 7.5\lambda\sqrt{f'_c}$
19.2.4.3	$\lambda = f_{cr}/(0.56\sqrt{f'_{cm}}) \leq 1.0$	$\lambda = f_{cr}/(1.78\sqrt{f'_{cm}}) \leq 1.0$	$\lambda = f_{cr}/(6.7\sqrt{f'_{cm}}) \leq 1.0$
20.3.2.4.1	$f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$ $f_{se} + 420$ $f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$ $f_{se} + 210$	$f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$ $f_{se} + 4200$ $f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$ $f_{se} + 2100$	$f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$ $f_{se} + 60,000$ $f_{ps} = f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$ $f_{se} + 30,000$
21.2.3	$\ell_{tr} = \left(\frac{f_{se}}{21}\right) d_b$	$\ell_{tr} = \left(\frac{f_{se}}{210}\right) d_b$	$\ell_{tr} = \left(\frac{f_{se}}{3000}\right) d_b$
22.2.2.4.3	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 280)}{70}$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 4000)}{1000}$
22.5.1.2	$V_u \leq \phi(V_c + 0.66\sqrt{f'_c} b_w d)$	$V_u \leq \phi(V_c + 2.2\sqrt{f'_c} b_w d)$	$V_u \leq \phi(V_c + 8\sqrt{f'_c} b_w d)$
22.5.5.1	$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$ $V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$ $\leq (0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w) b_w d$ $\leq 0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$ $V_c = \left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$ $\leq (0.5\lambda\sqrt{f'_c} + 176\rho_w) b_w d$ $\leq 0.93\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_c = 2\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$ $V_c = \left(1.9\lambda\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$ $\leq (1.9\lambda\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w) b_w d$ $\leq 3.5\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$
22.5.6.1	$V_c = 0.17\left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_c = 0.53\left(1 + \frac{N_u}{140A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_c = 2\left(1 + \frac{N_u}{2000A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$
22.5.6.1(a)	$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u \frac{4h-d}{8}}\right) b_w d$	$V_c = \left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u \frac{4h-d}{8}}\right) b_w d$	$V_c = \left(1.9\lambda\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u \frac{4h-d}{8}}\right) b_w d$

22.5.6.1(b)	$V_c = 0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{0.29N_u}{A_g}}$	$V_c = 0.93\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{35A_g}}$	$V_c = 3.5\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{500A_g}}$
22.5.7.1	$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{0.29N_u}{A_g} \right) \lambda\sqrt{f'_c} b_w d \geq 0$	$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{35A_g} \right) \lambda\sqrt{f'_c} b_w d \geq 0$	$V_c = 2 \left(1 + \frac{N_u}{500A_g} \right) \lambda\sqrt{f'_c} b_w d \geq 0$
22.5.8.2	$V_c = \left(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d$ $V_c \leq \left(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8 \right) b_w d$ $0.17\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \leq V_c \leq 0.42\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 49 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d$ $V_c \leq \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 49 \right) b_w d$ $0.53\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \leq V_c \leq 1.33\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_c = \left(0.6\lambda\sqrt{f'_c} + 700 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d$ $V_c \leq \left(0.6 \sqrt{f'_c} + 700 \right) b_w d$ $2\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \leq V_c \leq 5\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$
22.5.8.3.1a	$V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}}$	$V_{ci} = 0.16\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}}$	$V_{ci} = 0.6\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}}$
22.5.8.3.1b	$V_{ci} = 0.14\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_{ci} = 0.45\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_{ci} = 1.7\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$
22.5.8.3.1c	$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_i} \right) (0.5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$	$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_i} \right) (1.6\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$	$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_i} \right) (6\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$
22.5.8.3.2	$V_{cw} = (0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p$	$V_{cw} = (0.93\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p$	$V_{cw} = (3.5\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p$
22.5.8.3.3	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}$	$1.1\lambda\sqrt{f'_c}$	$4\lambda\sqrt{f'_c}$
22.5.10.6.2a 22.5.10.6.2b	$V_s \leq 0.25\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_s \leq 0.8\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_s \leq 3\sqrt{f'_c} b_w d$
22.6.3.1	$\sqrt{f'_c} \leq 8.3 \text{ MPa}$	$\sqrt{f'_c} \leq 27 \text{ kgf/cm}^2$	$\sqrt{f'_c} \leq 100 \text{ psi}$
22.6.5.2(a)	$v_c = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = 1.1\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = 4\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.5.2(b)	$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda\sqrt{f'_c}$	$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda\sqrt{f'_c}$	$V_c = \left(2 + \frac{4}{\beta} \right) \lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.5.2(c)	$V_c = 0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda\sqrt{f'_c}$	$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda\sqrt{f'_c}$	$V_c = \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.5.5	$\sqrt{f'_c} \leq 5.8 \text{ MPa}$ $0.9 \text{ MPa} \leq f_{pe} \leq 3.5 \text{ MPa}$	$\sqrt{f'_c} \leq 19 \text{ kgf/cm}^2$ $9 \text{ kgf/cm}^2 \leq f_{pe} \leq 35 \text{ kgf/cm}^2$	$\sqrt{f'_c} \leq 70 \text{ psi}$ $125 \text{ psi} \leq f_{pe} \leq 500 \text{ psi}$
22.6.5.5a	$v_c = (0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) + V_p/(b_o d)$	$v_c = (0.93\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) + V_p/(b_o d)$	$v_c = (3.5\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) + V_p/(b_o d)$
22.6.5.5b	$v_c = 0.083 \left(1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda\sqrt{f'_c}$ $+ 0.3f_{pc} + V_p/(b_o d)$	$v_c = 0.27 \left(1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda\sqrt{f'_c}$ $+ 0.3f_{pc} + V_p/(b_o d)$	$v_c = \left(1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda\sqrt{f'_c}$ $+ 0.3f_{pc} + V_p/(b_o d)$
22.6.6.1(a), (b), (d)	$0.17\lambda\sqrt{f'_c}$	$0.53\lambda\sqrt{f'_c}$	$2\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.6.1(c)	$0.25\lambda\sqrt{f'_c}$	$0.80\lambda\sqrt{f'_c}$	$3\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.6.2(a)	$\phi 0.5\sqrt{f'_c}$	$\phi 1.6\sqrt{f'_c}$	$\phi 6\sqrt{f'_c}$
22.6.6.2(b)	$\phi 0.66\sqrt{f'_c}$	$\phi 2.1\sqrt{f'_c}$	$\phi 8\sqrt{f'_c}$

22.6.8.3	$\left(\frac{A_v}{s}\right) \geq 0.17 \sqrt{f'_c} \left(\frac{b_o}{f_{yt}}\right)$	$\left(\frac{A_v}{s}\right) \geq 0.53 \sqrt{f'_c} \left(\frac{b_o}{f_{yt}}\right)$	$\left(\frac{A_v}{s}\right) \geq 2 \sqrt{f'_c} \left(\frac{b_o}{f_{yt}}\right)$
22.6.9.10	$\phi 0.33 \sqrt{f'_c}$ $\phi 0.58 \sqrt{f'_c}$	$\phi 1.1 \sqrt{f'_c}$ $\phi 1.9 \sqrt{f'_c}$	$\phi 4 \sqrt{f'_c}$ $\phi 7 \sqrt{f'_c}$
22.6.9.12	$\phi 0.33 \lambda \sqrt{f'_c}$	$\phi 1.1 \lambda \sqrt{f'_c}$	$\phi 4 \lambda \sqrt{f'_c}$
22.7.2.1	$\sqrt{f'_c} \leq 8.3 \text{ MPa}$	$\sqrt{f'_c} \leq 27 \text{ kgf/cm}^2$	$\sqrt{f'_c} \leq 100 \text{ psi}$
22.7.4.1(a)(a)	$T_{th} < 0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$	$T_{th} < 0.27 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$	$T_{th} < \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$
22.7.4.1(a)(b)	$T_{th} < 0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33 \lambda \sqrt{f'_c}}}$	$T_{th} < 0.27 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\lambda \sqrt{f'_c}}}$	$T_{th} < \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{4 \lambda \sqrt{f'_c}}}$
22.7.4.1(a)(c)	$T_{th} < 0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 A_g \lambda \sqrt{f'_c}}}$	$T_{th} < 0.27 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{A_g \lambda \sqrt{f'_c}}}$	$T_{th} < \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{4 A_g \lambda \sqrt{f'_c}}}$
22.7.4.1(b)(a)	$T_{th} < 0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right)$	$T_{th} < 0.27 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right)$	$T_{th} < \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right)$
22.7.4.1(b)(b)	$T_{th} < 0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33 \lambda \sqrt{f'_c}}}$	$T_{th} < 0.27 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\lambda \sqrt{f'_c}}}$	$T_{th} < \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{4 \lambda \sqrt{f'_c}}}$
22.7.4.1(b)(c)	$T_{th} < 0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 A_g \lambda \sqrt{f'_c}}}$	$T_{th} < 0.27 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{A_g \lambda \sqrt{f'_c}}}$	$T_{th} < \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{4 A_g \lambda \sqrt{f'_c}}}$
22.7.5.1(a)	$T_{cr} = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$	$T_{cr} = \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$	$T_{cr} = 4 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$
22.7.5.1(b)	$T_{cr} = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33 \lambda \sqrt{f'_c}}}$	$T_{cr} = \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\lambda \sqrt{f'_c}}}$	$T_{cr} = 4 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{4 \lambda \sqrt{f'_c}}}$
22.7.5.1(c)	$T_{cr} = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 A_g \lambda \sqrt{f'_c}}}$	$T_{cr} = \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{A_g \lambda \sqrt{f'_c}}}$	$T_{cr} = 4 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{4 A_g \lambda \sqrt{f'_c}}}$
22.7.7.1a	$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c}\right)$	$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2 \sqrt{f'_c}\right)$	$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 8 \sqrt{f'_c}\right)$
22.7.7.1b	$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c}\right)$	$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2 \sqrt{f'_c}\right)$	$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 8 \sqrt{f'_c}\right)$
22.9.4.4(b), (c), and (e)	$(3.3 + 0.08 f'_c) A_c$ $11 A_c$ $5.5 A_c$	$(34 + 0.08 f'_c) A_c$ $110 A_c$ $55 A_c$	$(480 + 0.08 f'_c) A_c$ $1600 A_c$ $800 A_c$
24.3.2	$s = 380 \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5 c_c$ $s = 300 \left(\frac{280}{f_s}\right)$	$s = 38 \left(\frac{2800}{f_s}\right) - 2.5 c_c$ $s = 30 \left(\frac{2800}{f_s}\right)$	$s = 15 \left(\frac{40,000}{f_s}\right) - 2.5 c_c$ $s = 12 \left(\frac{40,000}{f_s}\right)$

24.3.2.2	$\Delta f_{ps} \leq 250 \text{ MPa}$ $\Delta f_{ps} < 140 \text{ MPa}$	$\Delta f_{ps} \leq 2500 \text{ kgf/cm}^2$ $\Delta f_{ps} < 1400 \text{ kgf/cm}^2$	$\Delta f_{ps} \leq 36,000 \text{ psi}$ $\Delta f_{ps} < 20,000 \text{ psi}$
24.4.3.2	$\frac{0.0018 \times 420}{f_y}$	$\frac{0.0018 \times 4200}{f_y}$	$\frac{0.0018 \times 60,000}{f_y}$
24.5.2.1	$f_t \leq 0.62 \sqrt{f'_c}$ $0.62 \sqrt{f'_c} < f_t \leq 1.0 \sqrt{f'_c}$ $f_t > 1.0 \sqrt{f'_c}$ $f_t \leq 0.50 \sqrt{f'_{ci}}$	$f_t \leq 2 \sqrt{f'_c}$ $2 \sqrt{f'_c} < f_t \leq 3.2 \sqrt{f'_c}$ $f_t > 3.2 \sqrt{f'_c}$ $f_t \leq 1.6 \sqrt{f'_{ci}}$	$f_t \leq 7.5 \sqrt{f'_c}$ $7.5 \sqrt{f'_c} < f_t \leq 12 \sqrt{f'_c}$ $f_t > 12 \sqrt{f'_c}$ $f_t \leq 6 \sqrt{f'_{ci}}$
24.5.3.2	$0.50 \sqrt{f'_{ci}}$ $0.25 \sqrt{f'_{ci}}$	$1.6 \sqrt{f'_{ci}}$ $0.8 \sqrt{f'_{ci}}$	$6 \sqrt{f'_{ci}}$ $3 \sqrt{f'_{ci}}$
25.4.1.4	$\sqrt{f'_c} \leq 8.3 \text{ MPa}$	$\sqrt{f'_c} \leq 26.5 \text{ kgf/cm}^2$	$\sqrt{f'_c} \leq 100 \text{ psi}$
25.4.2.2	$\ell_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\ell_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{6.6 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\ell_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{25 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
25.4.2.3a	$\ell_d = \frac{f_y}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \left(\frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$	$\ell_d = \frac{f_y}{3.5 \lambda \sqrt{f'_c}} \left(\frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$	$\ell_d = \frac{3 f_y}{40 \lambda \sqrt{f'_c}} \left(\frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$
25.4.4.2(a)	$\left(\frac{0.19 f_y \Psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{0.06 f_y \Psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{0.016 f_y \Psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b$
25.4.6.3(a)	$\left(\frac{f_y - 240}{f_y} \right)$	$\left(\frac{f_y - 2460}{f_y} \right)$	$\left(\frac{f_y - 35,000}{f_y} \right)$
25.4.7.2(b)	$3.3 \left(\frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) \left(\frac{A_b}{s} \right)$	$\left(\frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) \left(\frac{A_b}{s} \right)$	$0.27 \left(\frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) \left(\frac{A_b}{s} \right)$
25.4.8.1(a)	$\left(\frac{f_{se}}{21} \right) d_b + \left(\frac{f_{ps} - f_{se}}{7} \right) d_b$	$\left(\frac{f_{se}}{210} \right) d_b + \left(\frac{f_{ps} - f_{se}}{70} \right) d_b$	$\left(\frac{f_{se}}{3000} \right) d_b + \left(\frac{f_{ps} - f_{se}}{1000} \right) d_b$
25.4.9.2(a)	$\left(\frac{0.24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{0.075 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y}{50 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
25.4.9.2(b)	$(0.043 f_y) d_b$	$(0.0044 f_y) d_b$	$(0.0003 f_y) d_b$
25.5.5.1(a) and (b)	$0.071 f_y d_b$ $(0.13 f_y - 24) d_b$	$0.0073 f_y d_b$ $(0.013 f_y - 24) d_b$	$0.0005 f_y d_b$ $(0.0009 f_y - 24) d_b$
25.7.1.3(b)	$0.17 \frac{d_b f_{yt}}{\lambda \sqrt{f'_c}}$	$0.053 \frac{d_b f_{yt}}{\lambda \sqrt{f'_c}}$	$0.014 \frac{d_b f_{yt}}{\lambda \sqrt{f'_c}}$
25.7.1.7	$A_b f_{yt} \leq 40,000 \text{ N}$	$A_b f_{yt} \leq 4000 \text{ kgf}$	$A_b f_{yt} \leq 9000 \text{ lb}$
25.9.4.5.1	$f_{ps} = f_{se} + 70$	$f_{ps} = f_{se} + 700$	$f_{ps} = f_{se} + 10,000$
26.12.5.1	$0.62 \sqrt{f'_c}$	$2 \sqrt{f'_c}$	$7.5 \sqrt{f'_c}$



American Concrete Institute
Always advancing

38800 Country Club Drive
Farmington Hills, MI 48331 USA
+1.248.848.3700
www.concrete.org

The American Concrete Institute (ACI) is a leading authority and resource worldwide for the development and distribution of consensus-based standards and technical resources, educational programs, and certifications for individuals and organizations involved in concrete design, construction, and materials, who share a commitment to pursuing the best use of concrete.

Individuals interested in the activities of ACI are encouraged to explore the ACI website for membership opportunities, committee activities, and a wide variety of concrete resources. As a volunteer member-driven organization, ACI invites partnerships and welcomes all concrete professionals who wish to be part of a respected, connected, social group that provides an opportunity for professional growth, networking and enjoyment.

